

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS**

DANILO REIS DE SOUZA

ORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JUNIOR

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

BRASÍLIA / DF: 12/2019

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE CONECTORES DE
CISALHAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS**

DANILO REIS DE SOUZA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**FRANCISCO EVANGELISTA JUNIOR, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**LUCIANO MENDES BEZERRA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**IAGO FREITAS DE ALMEIDA, MSc (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 04 de DEZEMBRO de 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA, DANILO REIS DE	
Análise de Confiabilidade de Conectores de Cisalhamento de Estruturas Mistas [Distrito Federal] 2019.	
xi, 127 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).	
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Estrutura	2. Confiabilidade
3. Viga mista aço-concreto	4. Conectores de cisalhamento
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA, D.R. (2019). Análise de Confiabilidade de Conectores de Cisalhamento de Estruturas Mistas. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Danilo Reis de Souza

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise de Confiabilidade de Conectores de Cisalhamento de Estruturas Mistas

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Danilo Reis de Souza

Avenida das Araucárias, Lote 4530, Condomínio Península, Apartamento 201D, Águas Claras

71936250 - Brasília/DF - Brasil

RESUMO

ANÁLISE DE CONFIABILIDADE DE CONECTORES DE CISALHAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS

Autor: Danilo Reis de Souza

Orientador: Francisco Evangelista Junior, PhD

Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília, julho de 2019

Estruturas mistas são aquelas compostas de dois ou mais materiais, em que se aproveita ao máximo a capacidade de cada um deles. Em especial, o uso de vigas mistas aço-concreto pode ser uma solução muito viável para alguns problemas de engenharia, pois a associação de um perfil metálico com a laje de concreto de um pavimento, em uma viga biapoiada, em que só haverá momentos positivos atuando nela, consegue aproveitar a excelente resistência à compressão do concreto e a ótima resistência à tração do aço. Entretanto, para que haja uma interação desejada entre esses dois materiais, a fim de que trabalhem em conjunto resistindo aos esforços de momento positivo, deve-se utilizar conectores de cisalhamento, que irão fazer a ligação entre o perfil metálico e a laje de concreto na interface dos dois elementos. Há diversos tipos de conectores já estudados atualmente, sendo o pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*, o mais largamente conhecido e utilizado. Contudo, devido a algumas de suas desvantagens e dificultados de execução, novos tipos de conectores surgem para tentarem melhorar o funcionamento da viga mista aço-concreto. Desta forma, busca-se estudar um novo tipo de conector de cisalhamento, desenvolvido por Barbosa (2016), em que se utilizam barras de aço usadas na construção civil, com uma técnica de aplicação simples e eficaz. Esse novo modelo de conector será avaliado a partir de uma análise de confiabilidade a partir do modelo FOSM (*First Order Second Moment*) e do método de simulação de Monte Carlo, em que se deseja obter o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha para o uso deste conector, tendo como base dados experimentais para este trabalho. Além disso, buscou-se comparar o desempenho desses conectores, apresentando uma relação gráfica da probabilidade de falha dos conectores de cisalhamento em função do número de conectores necessário. Dessa forma, pode-se observar que os novos conectores apresentaram uma probabilidade de falha, no geral, menor que a do *stud bolt*, e os de 12,5mm obtiveram uma resistência maior que o do tipo pino com cabeça.

Palavras chave: Viga mista aço-concreto, conectores de cisalhamento, análise de confiabilidade, índice de confiabilidade, probabilidade de falha, FOSM, Monte Carlo.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	3
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 OBJETIVO GERAL	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 VIGA MISTA	5
2.2 CONECTORES	15
2.3 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	27
2.4 MÉTODO FOSM	37
2.5 MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	38
3 METODOLOGIA	39
4 RESULTADOS	48
5 ESTUDO DE CASO DE UM PROJETO	59
6 CONCLUSÃO	63
7 TRABALHO FUTURO	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
ANEXO A	69
ANEXO B	101
ANEXO C	120
ANEXO D	125

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 – Exemplos de elementos mistos de aço-concreto (Nardin <i>et al</i> , 2008)	6
Figura 2.2 – Estruturas híbrida e mista submetidas à flexão (David, 2007)	7
Figura 2.3 – Tipos mais usuais de seções transversais de vigas mistas (Alva, 2000)	8
Figura 2.4 – Construção não escorada (Moreira, 2017)	9
Figura 2.5 – Construção escorada (Moreira, 2017)	9
Figura 2.6 – Comportamento de vigas construídas com e sem escoramento (Pfeil e Pfeil, 2009)	10
Figura 2.7 – Distribuição das tensões longitudinais na laje (Alva e Malite, 2005)	11
Figura 2.8 – Interação entre o aço e o concreto no comportamento de vigas híbridas e mistas (Malite, 1990)	13
Figura 2.9 – Gráficos de tensão e deformação na seção transversal de uma viga mista segundo o grau de conexão (Moreira, 2017)	15
Figura 2.10 – Tipos usuais de conectores (Alva e Malite, 2005)	16
Figura 2.11 – Outros tipos de conectores de cisalhamento menos usuais (Muhit, 2015)	17
Figura 2.12 – Novos tipos de conectores de cisalhamento (Barbosa, 2016)	18
Figura 2.13 – Projeto de forma (Barbosa, 2016)	18
Figura 2.14 – Modelos com conectores do tipo treliçado (Barbosa, 2016)	19
Figura 2.15 – Padronização do ensaio de <i>push-out</i> conforme a EN 1994-1-1:2004 (Barbosa, 2016)	20
Figura 2.16 – Curva força versus deslizamento (EN 1994-1-1:2004)	22
Figura 2.17 – Modos de ruptura do conector no ensaio de <i>push-out</i> (Alva, 2000)	24
Figura 2.18 – Curva força versus escorregamento para conectores de cisalhamento (Alva e Malite, 2005)	25
Figura 2.19 – Transferência de força de cisalhamento longitudinal do conector tipo pino com cabeça em uma viga mista (Dias, 2018)	26
Figura 2.20 – Modos de fissuração na laje devida à atuação de um conector (Tristão, 2002)	27
Figura 2.21 – Efeito das dispersões das variáveis (Ang e Tang, 1984)	29
Figura 2.22 – Domínios de falha	31

Figura 2.23 – Função densidade de probabilidade da margem de segurança (Ang e Tang, 1984)	31
Figura 2.24 – Representação do índice de confiabilidade β graficamente (Ang e Tang, 1984)	33
Figura 2.25 – Índice de confiabilidade β no espaço padrão normalizado	34
Figura 3.1 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$ (modificado – Melchers, 1999)	45
Figura 3.2 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,20$, $R = LN$ e $S = EVI$ (modificado – Melchers, 1999)	45
Figura 3.3 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,30$, $R = LN$ e $S = EVI$ (modificado – Melchers, 1999)	46
Figura 4.1 – Gráfico da variação do índice de confiabilidade normalizado entre os conectores	49
Figura 4.2 – Gráfico da variação da probabilidade de falha normalizada entre os conectores	50
Figura 4.3 – Variação de λ_n em função de N	52
Figura 4.4 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10	53
Figura 4.5 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20	53
Figura 4.6 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30	54
Figura 4.7 – Relação de P_f em função de N dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com $V_S = 0,10$ e $V_R = 0,10$ para os sete tipos de conectores	55
Figura 4.8 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,10$	56
Figura 4.9 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,10$, $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$	58
Figura 5.1 – Variação de k_R em função do coeficiente de variação para uma distribuição do tipo Lognormal	60
Figura 5.2 – Cálculo do número de conectores para os três métodos de dimensionamento	61

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Classificação dos métodos de projetos estruturais em relação ao nível de segurança.....	30
Tabela 2.2 – Mínimo valor recomendado para o índice de confiabilidade β – Estado Limite Último (modificado – EN 1990:2002)	35
Tabela 2.3 – Classes de confiabilidade (modificado – EN 1990:2002)	35
Tabela 2.4 – Relação entre β e P_f (modificado – EN 1990:2002).....	36
Tabela 2.5 – Valores alvo para o índice de confiabilidade β e P_f relacionado a um período de 1 ano e ao Estado Limite Último (modificado – JCSS, 2000)	36
Tabela 3.1 – Força resistente dos conectores obtido no ensaio (modificado - Barbosa 2016) 40	
Tabela 3.2 – Resistência última dos aços obtida por ensaio (modificado - Barbosa 2016)	41
Tabela 3.3 – Coeficiente de variação e distribuição de cada variável.....	42
Tabela 4.1 – Resultado da média e do desvio padrão das variáveis.....	48
Tabela 4.2 – Resultado do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha normalizado pelos valores obtidos para o <i>stud bolt</i>	49
Tabela 4.3 – Valor de λ_0 para cada tipo de conector	51
Tabela 5.1 – Valores do parâmetro k_R para diferentes tipos de distribuição e coeficientes de variação (modificado – Melchers, 1999).....	60
Tabela 5.2 – Cálculo do número de conectores para os três métodos de dimensionamento ...	61

LISTA DE ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CV	Coeficiente de variação
EN	<i>Europäische Norm</i> (Norma Europeia)
EVI	Distribuição Valor Extremo Tipo I (Gumbel)
EVIII	Distribuição Valor Extremo Tipo III (Weibull)
FORM	<i>First Order Reliability Methods</i> (Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem)
FOSM	<i>First Order Second Moment</i> (Segundo Momento de Primeira Ordem)
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i> (Comitê de Segurança Estrutural)
LN	Distribuição Lognormal
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Largura efetiva da laje
f_{cd}	Tensão de resistência à compressão do concreto
f_u	Resistência última especificada do material do conector
f_{ut}	Resistência última atual obtida em ensaio do material do conector
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço do perfil
t	Espessura da laje
A_a	Área de aço do perfil metálico
G	Função desempenho
N	Número de conectores entre o ponto de momento fletor máximo e nulo;
N_c	Número de conectores no espécime ensaiado
N_f	é o número de ocorrência de falhas;
N_t	é o número total de simulações realizadas.
P	Força resistente de cada conector
P_f	Probabilidade de falha
P_m	Menor carga de ruptura obtida no ensaio de cisalhamento direto
P_{Rd}	Força resistente de cálculo de cada conector
P_{Rk}	Força resistente característica de cada conector
R	Resistência
S	Solicitação
β	Índice de confiabilidade
Φ	Diâmetro
μ	Média
μ_C	Média da força resistente de cada conector

μ_R	Média da força resistente total da seção
μ_S	Média da força solicitante total da seção
σ	Desvio padrão
λ_0	Relação entre as médias do conector e da solicitação
λ_k	Coefficiente de segurança característico
λ_n	Relação entre as médias da resistência e da solicitação
γ_v	Fator de segurança parcial para o conector

1 INTRODUÇÃO

Em qualquer tipo de construção, a estrutura é a parte da edificação responsável por suportar e resistir à atuação dos vários tipos de carregamentos que possam ocorrer no edifício, devendo transmiti-los até à fundação e esta, ao solo. Cada elemento estrutural deve ser devidamente dimensionado para resistir aos esforços que serão causados devido à utilização da edificação e ao seu peso próprio.

As edificações atuais na construção civil têm exigido cada vez mais estruturas bastante esbeltas e de formas muito complexas. Os projetos de arquitetura de prédios usuais têm apresentado ambientes com vãos enormes requerendo o uso de elementos estruturais de dimensões menores se comparadas com aquelas convencionais de concreto armado.

Muitas das vezes, a existência de grandes vãos nos ambientes e a limitação das dimensões das peças estruturais, principalmente por causa da arquitetura, devido a questões estéticas ou pela destinação do local, pode tornar inviável o uso de concreto armado. Isso pode se dar por questões de resistência, em que o elemento estrutural não consegue resistir aos esforços internos que irão atuar nele, podendo levar a peça à ruptura, comprometendo a segurança da edificação. Além disso, a ocorrência de deformações excessivas ou fissurações na peça pode ser um dos motivos limitantes para o uso do concreto armado nessas situações.

Na engenharia civil, utiliza-se do conceito de Estado Limite para fazer o dimensionamento de toda a estrutura de uma edificação, sendo ela metálica, de concreto ou de madeira. O Estado Limite Último se refere à segurança de uma estrutura, que deve ser garantida evitando-se o colapso da mesma ou uma ruptura localizada, verificando se a resistência do elemento estrutural é maior que as solicitações nele atuantes. Já os Estados Limites de Serviço se referem à correta utilização do edifício, transmitindo inclusive segurança para os usuários, evitando-se para isso a ocorrência de vibrações, deformações e fissuração excessivas.

A probabilidade de a estrutura ultrapassar qualquer um desses estados limites é obtida a partir do estudo da sua confiabilidade. A resistência dos elementos estruturais e os carregamentos atuantes possuem várias incertezas, as quais levam à uma probabilidade de falha da estrutura. A segurança, então, da edificação, pode ser obtida em termos probabilísticos, medindo-se a confiabilidade da estrutura, calculando-se a probabilidade de o efeito devido ao carregamento ser inferior à resistência da peça estrutural. Para se obter a

confiabilidade requerida do sistema estrutural, utiliza-se de coeficientes de segurança nos métodos de cálculo na prática da engenharia civil.

Em algumas situações, pode ser que o uso do concreto armado não atenda a esses limites, fazendo-se necessário utilizar de outros materiais, como, por exemplo, estruturas metálicas. O concreto armado é vastamente utilizado em todo o mundo na construção civil, porém ele tem suas limitações. Da mesma forma, as estruturas metálicas, apesar de possuírem grandes vantagens, também possuem suas desvantagens, podendo-se citar, em geral, o alto custo na prática da engenharia atual.

Nas estruturas metálicas, dadas as seções usualmente utilizadas, nos elementos como vigas e pilares, a possibilidade de ocorrência de flambagem local da mesa e da alma, bem como a flambagem lateral com torção, pode exigir uma peça mais robusta e acabar inviabilizando o uso desse material. Entretanto, o uso de uma estrutura mista aço-concreto pode ser uma solução econômica e eficiente.

A utilização de uma estrutura mista aço-concreto, na maioria dos casos, é capaz de aproveitar o que há de melhor no comportamento dos dois materiais. O uso de uma viga mista pode ser uma solução bastante viável no caso em que se precise vencer um grande vão em um ambiente sem necessitar de uma viga de seção muito alta que possa comprometer a arquitetura ou o adequado funcionamento da edificação.

No caso de uma viga mista aço-concreto, em que há a associação de um perfil metálico com a laje de concreto do pavimento, nas regiões em que há momento positivo, não ocorre os fenômenos de flambagem local da mesa ou da alma, nem mesmo a flambagem lateral com torção, pois a laje impede ou limita a ocorrência dessas peculiaridades, pelo fato de a mesa superior estar fixa ao concreto.

Alva e Malite (2005) destacam que, em pavimentos de edificações usuais, formados por vigas e lajes, o uso de vigas mistas, por exemplo, apresenta como vantagens a rapidez de execução desse elemento e o aumento da sua capacidade estrutural, resultando em economia do material. Contudo, também há desvantagens, como a necessidade de se instalar conectores de cisalhamentos na ligação entre o concreto e o perfil metálico, conforme frisado por Alva (2000).

Esses conectores são o que vai garantir o funcionamento conjunto da estrutura mista, em especial, a viga mista, garantindo a interação entre o perfil metálico e a laje de concreto. Esses conectores podem ser de vários tipos e formatos, sendo estudados a cada dia novos modelos que atendam aos requisitos de confiabilidade e também de custos para uma estrutura.

Dentre os vários tipos de conectores, há dois que são apresentados na ABNT NBR 8800:2008, sendo o pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*, o mais utilizado no momento. Entretanto, segundo expresso por Muhit (2015), apesar deste conector se o mais comumente utilizado, ele apresenta algumas desvantagens e dificuldades de execução em elementos mistos que podem inviabilizar o uso destes conectores.

Dessa forma, vários pesquisadores atualmente estudam novos conectores de maneira a facilitar o seu uso em estruturas mistas e tornar o seu funcionamento o mais eficiente possível, buscando extrair o máximo de resistência que o elemento pode oferecer. No caso de vigas mistas aço-concreto, Barbosa (2016) apresenta um novo tipo de conector de cisalhamento para ser usado em vigas mistas, em que foi abordado dois modelos de conectores, os quais são constituídos de barras de aço utilizados usualmente na construção civil. Os ensaios realizados por Barbosa (2016), bem como suas análises, atestam as grandes vantagens que esse novo modelo de conector apresenta.

1.1 MOTIVAÇÃO

A melhor compreensão e entendimento dos conectores de cisalhamento em uma estrutura mista são bastante relevantes, uma vez que o não funcionamento correto deste conector de cisalhamento e a sua probabilidade de falha altera completamente o desempenho de uma estrutura mista, podendo até fazer com que esta pare de funcionar como mista e acabe levando a edificação ao colapso. Dessa forma, uma análise de confiabilidade se torna essencial para se determinar a probabilidade de falha desses elementos e de cada parte que os compõem, em especial, os conectores de cisalhamento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como finalidade realizar uma análise de confiabilidade de um novo tipo de conector de cisalhamento, proposto por Barbosa (2016), em vigas mistas aço-concreto, comparando com o conector do tipo pino com cabeça (em inglês, *stud bolt*). Assim, buscou-se estabelecer uma metodologia para se comparar o desempenho desses conectores com base em

uma análise de confiabilidade, sendo a probabilidade de falha o principal parâmetro de avaliação.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar os conectores treliçados desenvolvidos por Barbosa (2016) com o conector *stud bolt* a partir do índice de confiabilidade β e a probabilidade de falha;
- Relacionar a probabilidade de falha com o número de conectores;
- Relacionar a razão entre as médias dos conectores e da seção da viga mista com o número de conectores;
- Relacionar a razão entre os valores característicos dos conectores e da seção da viga mista com o número de conectores;
- Realizar um estudo de caso comparando 3 métodos de dimensionamento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Estruturas mistas de aço e concreto têm se tornado uma opção muito viável no quesito técnico, estético e econômico, na construção civil. Contudo, é preciso conhecer adequadamente o funcionamento desse tipo de elemento, uma vez que a sua resistência e correto desempenho depende da atuação conjunta dos dois materiais.

Uma maneira de avaliar o comportamento de uma estrutura mista e avaliar o seu grau de confiança é realizando uma análise de confiabilidade. O correto funcionamento de uma viga de estrutura mista irá depender de um dispositivo chamado de conector de cisalhamento. Com isso, estudar a probabilidade de falha deste elemento é de extrema importância para avaliar a confiabilidade de uma viga mista.

2.1 VIGA MISTA

Uma estrutura mista é aquela constituída por dois ou mais materiais. Entretanto, não basta apenas ser formado por mais de um material, eles devem trabalhar de forma conjunta, como se fossem um único elemento. Uma estrutura mista bastante eficiente é aquela de aço-concreto, pois o concreto protege o aço contra o fogo e a corrosão, se tornando uma ótima solução em edificações (Moreira, 2017).

Para que as estruturas de aço-concreto funcionem como estruturas mistas, deve haver uma interação entre esses dois materiais. Segundo apresentado por Nardin *et al* (2008), uma peça estrutural que é constituída por aço e concreto apenas é considerada como estrutura mista se ambos trabalharem de forma conjunta. Na maioria das vezes, a aderência natural entre os dois materiais e o atrito existente no seu contato não são suficientes para que ocorra essa interação entre o aço e o concreto.

Por isso, faz-se necessário o uso de dispositivos mecânicos que resistam aos esforços de cisalhamento que surgirão na ligação entre os dois materiais de forma a garantir que o aço e o concreto trabalhem de maneira conjunta. Nardin *et al* (2008) apresenta, por exemplo, o caso das lajes mistas com fôrma de aço incorporado, em que a interação entre os dois materiais se dá por causa do formato da fôrma e de suas saliências, garantindo o comportamento conjunto entre ambos. Além disso, Nardin *et al* (2008) destaca que para vigas mistas de aço-concreto é necessário a utilização de equipamentos mecânicos que impeçam o deslizamento entre os dois materiais e permitam que estes trabalhem conjuntamente.

Esses dispositivos, chamados de conectores de cisalhamento, têm como função impedir a separação física vertical e o deslizamento do aço, combatendo o fluxo cisalhante longitudinal que surgirá na interface entre os dois materiais.

Nardin *et al* (2008) também retrata o caso de pilares mistos, expressando que neste caso só se faz necessário o uso de dispositivos mecânicos na região de aplicação da carga no pilar com o intuito de resistir aos esforços cisalhantes na ligação aço-concreto, uma vez que no meio do pilar o atrito existente entre os dois materiais já garante que ambos trabalhem de forma conjunta. Estão indicados na Figura 2.1 alguns exemplos de estruturas mistas de aço e concreto.

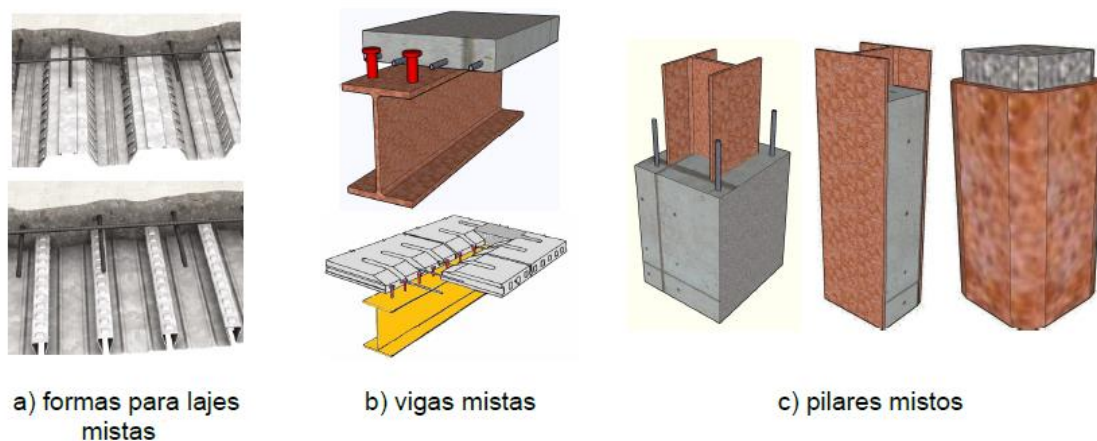


Figura 2.1 – Exemplos de elementos mistos de aço-concreto (Nardin *et al*, 2008)

Para o caso de vigas mistas de aço-concreto, Moreira (2017) explica que, como o aço e o concreto possuem propriedades mecânicas diferentes, eles se comportam de maneira diferente quando solicitados, surgindo uma tendência de deslizamento na interface de ambos. Isso gera tensões de cisalhamento no contato entre os dois materiais e uma possibilidade de ocorrer um deslocamento relativo entre si.

Caso não haja nada que impeça esse deslizamento, apesar de haver dois materiais, o elemento será considerado apenas como um elemento estrutural híbrido, sem ação mista, ou seja, cada material será solicitado de maneira independente do outro. Contudo, impedindo-se o deslocamento relativo entre o aço e o concreto na região de contato, resistindo às tensões de cisalhamento que surgirá ali, a viga pode ser considerada mista, conforme Figura 2.2.

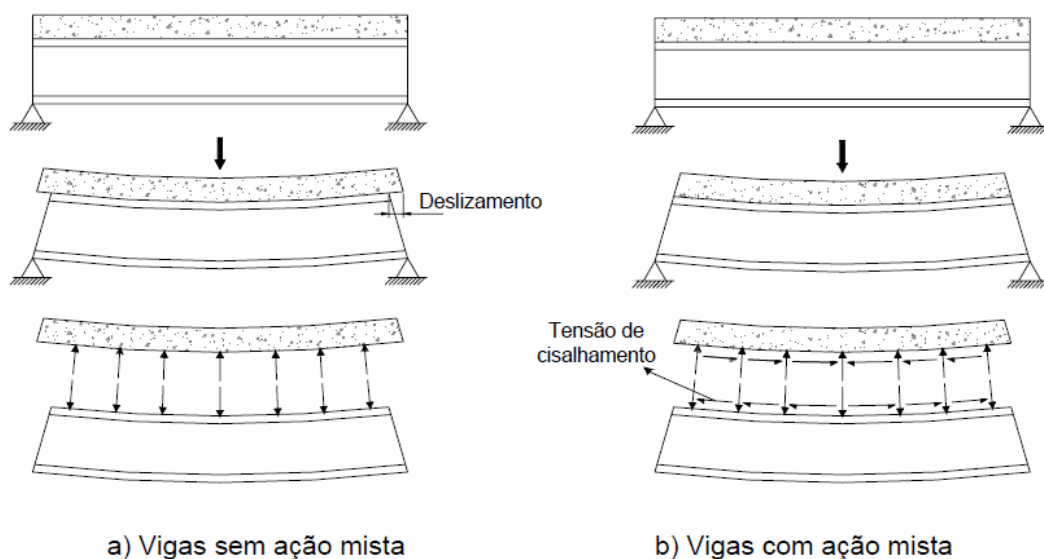


Figura 2.2 – Estruturas híbrida e mista submetidas à flexão (David, 2007)

Uma vez garantido o comportamento conjunto dos dois materiais, uma viga de aço e concreto pode ser considerada mista. Essa interação entre os dois materiais se dará a partir de algum dispositivo mecânico, o qual resistirá ao fluxo cisalhante longitudinal que ocorrerá na interface dos materiais. Dessa forma, há vários tipos de seções de vigas mistas, sendo as mais usuais as indicadas na Figura 2.3.

A viga mista aço-concreto de laje com face inferior plana, mostrada na Figura 2.3 a), é uma das seções mais utilizadas. Moreira (2017) enfatiza que uma das vantagens deste tipo de seção é que, em regiões com momento positivo, que é o que ocorre em toda a viga caso ela esteja biapoiada, a flambagem local da mesa e da alma, e a flambagem lateral com torção é impedida ou limitada pela laje. Isso se dá porque, ao colocar conectores ligando o perfil ao concreto, a laje trava a mesa superior impedindo o seu deslocamento e evitando que ocorra qualquer um dos fenômenos citados.

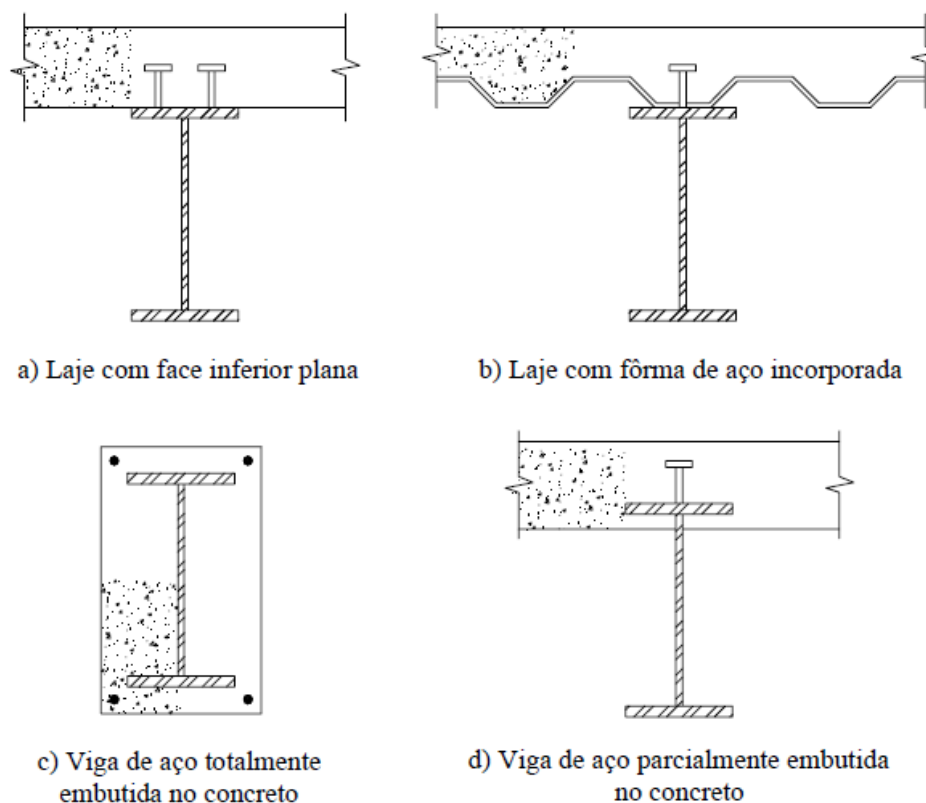


Figura 2.3 – Tipos mais usuais de seções transversais de vigas mistas (Alva, 2000)

Outra vantagem deste tipo de seção é que se pode optar por não escorar a laje, ou seja, o escoramento pode ser realizado apoiando-se nos perfis metálicos, sem a necessidade de se escorar até o pavimento inferior. Isso acaba aumentando a produtividade e a velocidade de construção, pois o aluguel do escoramento tem um peso importante no orçamento final da obra, além do fato de que, ao se ter uma laje não escorada, é possível manter as atividades no pavimento inferior sem ter as hastes do escoramento atrapalhando os funcionários a executarem algum tipo de atividade ou prejudicando a circulação no local. Esse tipo de método construtivo de viga mista sem escoramento, o qual se apoia diretamente nos perfis metálicos, pode ser vista Figura 2.4.

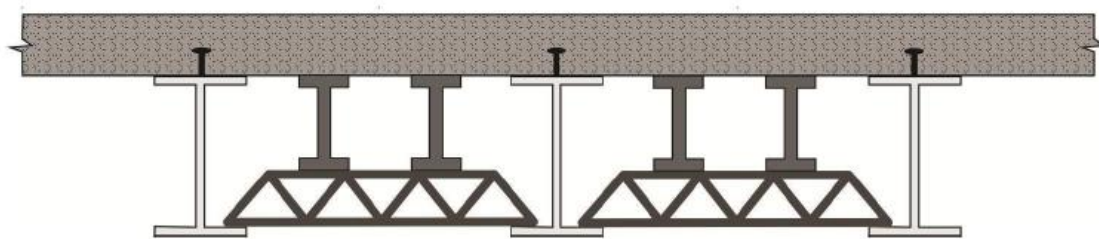


Figura 2.4 – Construção não escorada (Moreira, 2017)

Entretanto, ao se optar por uma viga mista não escorada, deve-se ter em mente que, no início, a viga funcionará como uma viga metálica isolada a qual irá ter que ser dimensionada para suportar todo o peso da laje até que esta atinja uma determinada resistência e possa ser considerada como parte do vigamento e só a partir de então haverá a atuação de viga mista. A Norma Brasileira (NBR) publicada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) ABNT NBR 8800:2008 exige que, até que o concreto atinja 75% da sua resistência característica de compressão (f_{ck}), o perfil de aço deve ser dimensionado para resistir a todas as ações que possam atuar, sem que a laje seja considerada.

Já no caso da construção com escoramento, o perfil de aço não será solicitado até que o concreto atinja um determinado valor de resistência, estipulado pelo projetista, respeitando o mínimo exigido pela ABNT NBR 8800:2008, momento em que as escoras serão retiradas. A partir deste momento, todas as ações atuantes, como o peso próprio e as demais cargas, atuam na viga mista, sendo que o concreto, já endurecido, contribuirá na resistência a esses carregamentos juntamente ao perfil metálico. Um exemplo de viga mista escorada pode ser visto na Figura 2.5.

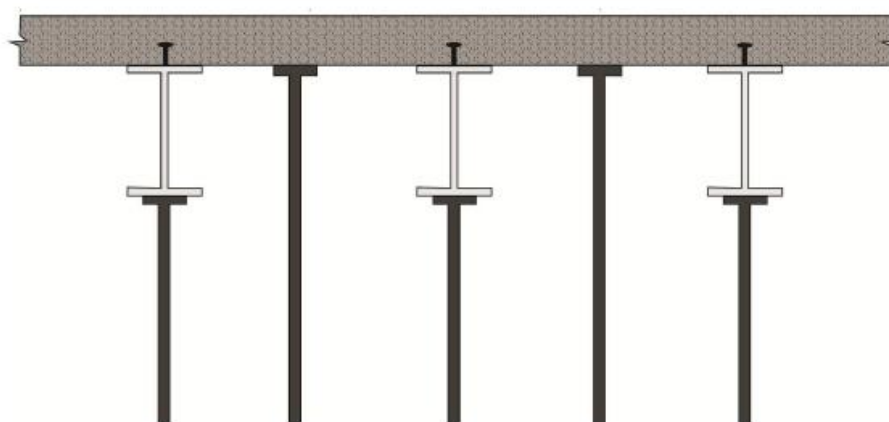


Figura 2.5 – Construção escorada (Moreira, 2017)

A escolha pela construção escorada ou não escorada é uma decisão que deve ser tomada levando em consideração as vantagens e desvantagens de cada uma. Como no caso do sistema não escorado o perfil metálico deve suportar as cargas iniciais, como o peso próprio e as advindas da execução, ao final essa viga apresentará deformações maiores, pois no início a rigidez da viga é menor do que quando a laje passa a ser considerada no vigamento. Entretanto, esse sistema proporciona uma maior velocidade de execução e melhorando a realização de atividades sob o pavimento enquanto o concreto estará endurecendo e ganhando resistência.

Já na construção escorada, essa pode ser uma ótima solução caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva, conforme expresso por Alva (2000). Isso se dá porque as ações só atuam sobre a estrutura quando o concreto atinge a sua resistência requerida e o escoramento é retirado. Dessa forma, a viga atuará como mista, com a atuação conjunta do aço com o concreto, apresentando maior rigidez desde o início da sua solicitação. Entretanto, uma de suas desvantagens é que há a necessidade de se escorar toda a laje e os perfis metálicos, podendo atrapalhar as atividades no local abaixo do pavimento devido à presença das escoras e gerando um maior custo no orçamento da edificação.

A escolha pela construção escorada ou não afetará apenas os deslocamentos verticais que ocorrerá durante a fase de construção ou de serviço, em que a viga não escorada pode apresentar problemas de deslocamentos excessivos, conforme relatado por Pfeil e Pfeil (2009). Contudo, o momento de plastificação (M_p) atingido pela viga mista no Estado Limite Último independe da solução adotada, ou seja, a viga irá atingir o mesmo momento fletor resistente, sendo ela escorada ou não escorada, conforme pode ser visto na Figura 2.6.



Figura 2.6 – Comportamento de vigas construídas com e sem escoramento (Pfeil e Pfeil, 2009)

No dimensionamento de uma viga mista aço-concreto, a laje faz parte do vigamento, sendo incorporada à viga, trabalhando de forma conjunta com o perfil metálico. No caso de uma viga biapoiada, em que só haverá momentos positivos, o perfil metálico será solicitado à tração e a laje, à compressão. Entretanto, as tensões de compressão na laje não se distribuem de maneira uniforme ao longo de toda a largura da laje em uma determinada seção.

Essas tensões de compressão na laje serão maiores na região próxima ao perfil metálico, onde há a ligação entre eles devido à ação dos conectores, diminuindo à medida que se afasta destes. Na região entre perfis metálicos, as tensões de compressão diminuem até que se chegue à metade do espaçamento entre os perfis, pois a partir deste ponto a laje passa a sofrer influência da outra viga, aumentando as tensões em direção a esta. Caso haja uma laje em balanço em um lado, as tensões irão diminuir até o final físico da laje naquela direção considerada.

Para o dimensionamento da viga mista, considera-se que as tensões de compressão na laje são uniformes ao longo de uma determinada largura. Esta é chamada de largura efetiva da laje colaborante, em que cada norma, cada método de cálculo, tem uma forma de se obter a largura da laje que irá trabalhar conjuntamente com o perfil metálico na viga mista, em que será considerada no cálculo que as tensões de compressão ali atuante são constantes.

Isso pode ser visto na Figura 2.7, em que B é a largura máxima que a laje poderia contribuir, considerando o espaçamento entre os perfis metálicos e a sua dimensão física máxima, e b é a largura efetiva da laje a ser considerada em que ocorrerá a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) de forma constante ao longo dessa largura.

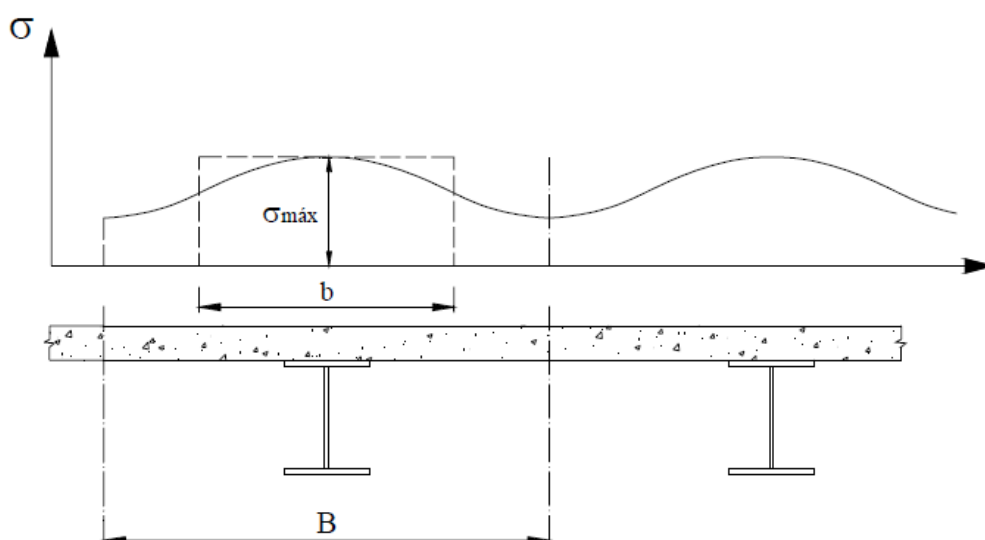


Figura 2.7 – Distribuição das tensões longitudinais na laje (Alva e Malite, 2005)

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, para o cálculo da largura efetiva da mesa de concreto, no caso de vigas mistas biapoiadas, tendo como referência a linha central da viga, deve-se levar em consideração o menor dentre os seguintes valores: $1/8$ do vão da viga mista, considerada entre linhas de centro dos apoios; metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente; distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Sabe-se que para uma viga de aço-concreto ser considerada como mista, o aço e o concreto precisam trabalhar de maneira conjunta ao serem solicitados. Quando o deslizamento relativo entre os dois materiais é livremente permitido, não há nenhum tipo de conexão entre os dois elementos, ou seja, há uma interação nula entre eles, fazendo com que o aço se deslize sobre o concreto. Assim, cada material trabalhará de maneira isolada, independente do outro, existindo uma linha neutra na laje e outra no perfil metálico, sem que um influencie na linha neutra do outro. Entretanto, caso seja instalado um conector de cisalhamento fazendo a ligação entre o concreto e o perfil metálico, haverá uma interação entre os dois materiais, que pode ser uma interação total ou parcial.

No caso da interação total, admite-se que os dois materiais trabalham como se fossem um único elemento, existindo apenas uma linha neutra na viga mista. Sendo uma viga biapoiada, a laje estará sempre comprimida e, estando a linha neutra na laje, será desprezada no dimensionamento a região da laje submetida à tração.

Para a interação total, surgirá na interface um esforço de corte na ligação que será resistida pelos conectores de cisalhamento, admitindo-se que o esforço cortante longitudinal na ligação entre o aço e o concreto é uniforme entre o ponto de momento máximo e momento nulo. Apesar de sempre haver um pequeno deslizamento que seja, este é sempre desprezado, admitindo-se que há uma interação total entre os dois materiais.

No caso da interação parcial, o esforço de corte longitudinal na ligação também será resistido pelos conectores de cisalhamento, contudo, o deslizamento não será impedido totalmente, permitindo com que surja na viga duas linhas neutras, uma na laje e outra no perfil metálico. Entretanto, a diferença com relação à interação nula, é que na parcial, a posição dessas duas linhas neutras não é independente, ou seja, uma linha neutra influencia na posição da outra.

Dessa forma, o esforço cortante longitudinal resistido pelos conectores na ligação entre o aço e o concreto não é mais constante entre os pontos de momento máximo e

momento nulo, sendo agora influenciado pelo grau de interação entre os dois materiais. A Figura 2.8 resume todos esses comportamentos abaixo.

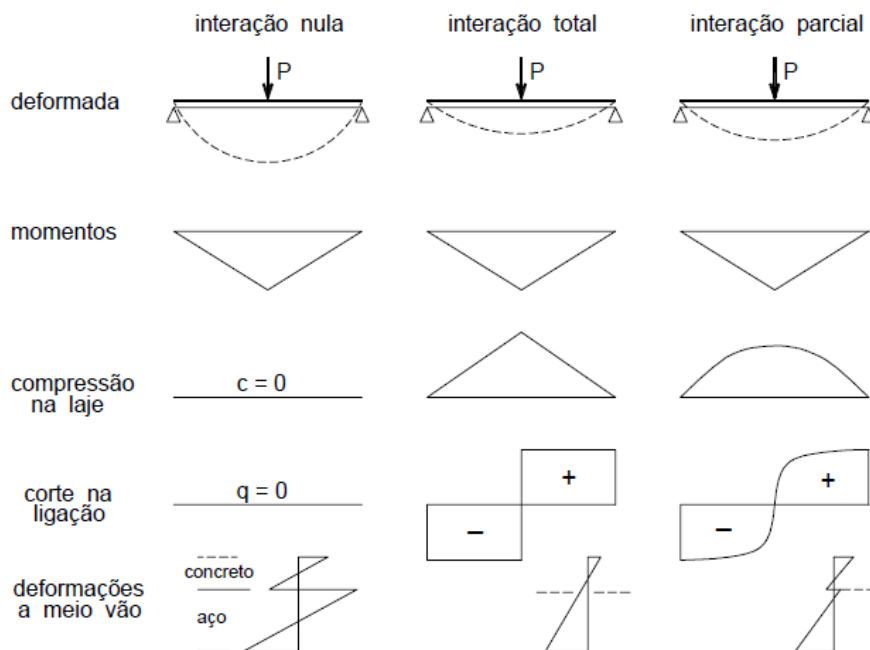


Figura 2.8 – Interação entre o aço e o concreto no comportamento de vigas híbridas e mistas (Malite, 1990)

Alva (2000) defende que, para avaliar o grau de comportamento conjunto entre o aço e o concreto em uma viga mista, há uma distinção entre os termos interação e conexão, apesar de esses conceitos se confundirem na prática. Para Alva (2000), a interação está relacionada com o escorregamento relativo entre os dois materiais, enquanto que grau de conexão está associado à capacidade da viga mista atingir o seu momento resistente máximo sem que ocorra a ruptura da ligação.

Dessa forma, Malite (1990) acrescenta que, mesmo em situações de vigas com grau de conexão total, sempre ocorra um deslizamento relativo entre o aço e o concreto, mesmo que muito pequeno. Entretanto, várias normas, por exemplo, continuam a utilizar o termo interação completa quando quer se referir ao caso de viga mista em que esta atinge o seu máximo momento resistente, pois conclui-se que o escorregamento entre o aço e o concreto pode ser desprezado no dimensionamento para este caso. Por isso, normalmente não se fala em grau de conexão, mas utiliza-se apenas o termo interação.

Chater (2015) resume que o grau de conexão indica quanto à resistência da viga mista, em que no grau de conexão máximo, conhecido como grau de conexão completo ou total, a resistência da viga não é influenciada pelos conectores, mas pelas deformações máximas que irão ocorrer na laje e no perfil metálico na seção transversal de maior momento fletor.

Quanto ao grau de interação, Chater (2015) afirma que se trata do escorregamento relativo do concreto sobre o perfil metálico. Assim, se houvesse uma interação máxima, conhecida como interação completa ou total, não ocorreria deslizamento relativo entre os dois materiais, eles trabalhariam de fato como se fosse um único elemento. Isso seria possível se os conectores de cisalhamento tivessem rigidez infinita, como não é o caso, sempre haverá um pequeno deslizamento que seja. E caso o grau de interação fosse nulo, e o deslizamento relativo ocorresse sem impedimento, ter-se-ia uma viga híbrida em vez de uma viga com ação mista.

Na seção transversal de uma viga mista aço-concreto, as deformações na laje e no perfil metálico irão depender da posição da linha neutra, a qual depende do seu grau de conexão. As tensões a serem consideradas no dimensionamento também dependem da posição da linha neutra, se esta se localiza na laje, na mesa ou na alma do perfil metálico.

No caso de conexão completa, quando a força de compressão (C) que atua na região da laje, considerando a sua largura efetiva de cálculo, for maior que a força de tração (T) que atua no perfil metálico, levando em consideração que ambos atingem as suas tensões máximas em toda a sua seção transversal, a linha neutra estará na laje. Com isso, uma região da laje estaria sendo tracionada, porém as tensões de tração não são consideradas no dimensionamento da viga.

Contudo, caso a força de compressão (C) que atua no concreto seja menor que a força de tração (T) que atua no perfil metálico, a linha neutra estará no perfil, podendo se localizar na mesa ou na alma. Quando isto ocorrer, a laje estará toda comprimida, e surgirá no aço uma força de compressão (C_s) próxima ao concreto e uma força de tração (T_s) na região inferior, considerando que a seção seja solicitada a um momento positivo.

Assim, considera-se que, tanto na região comprimida como na parte tracionada do perfil metálico, as tensões atinjam seus valores de escoamento. A posição da linha neutra ao longo da seção transversal pode ser facilmente entendida uma vez que sabe-se que o somatório das forças internas que atuam na laje e no aço devem ser iguais à zero, dado que não há nenhuma força axial na viga, sendo esta solicitada apenas por momento fletor simples,

ou seja, só haverá tensões normais devido à flexão e tensões cisalhantes devido ao esforço cortante.

Já quando uma viga mista tem uma conexão parcial, devido ao deslizamento relativo que ocorrerá nela, surgirão então duas linhas neutras na seção transversal, em que uma influenciará na posição da outra. Uma linha neutra estará no perfil metálico e a outra estará na laje. Assim, o aço terá uma região comprimida e outra tracionada, em que as tensões atingem a tensão de escoamento do aço em ambos os casos. Enquanto que na laje, será considerada no cálculo apenas a região comprimida. Essa distribuição de tensão e deformação na seção transversal de uma viga mista de acordo com o grau de conexão está demonstrada na Figura 2.9.

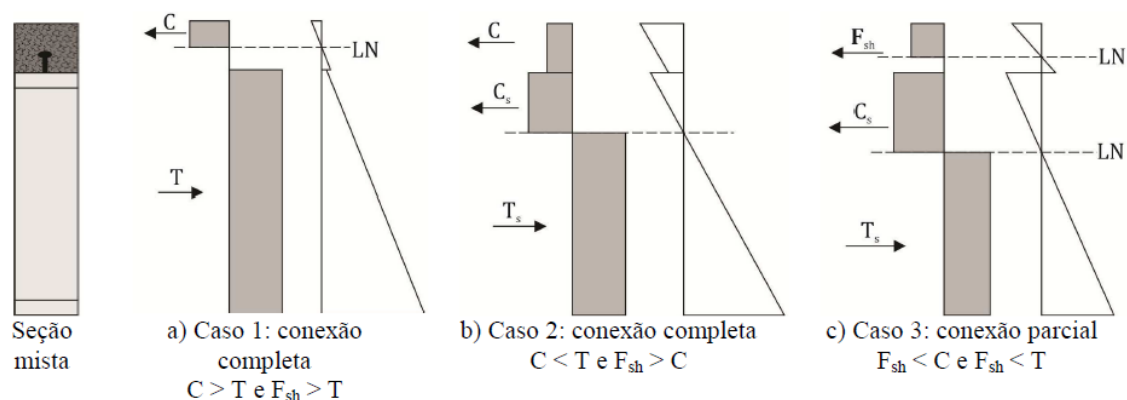


Figura 2.9 – Gráficos de tensão e deformação na seção transversal de uma viga mista segundo o grau de conexão (Moreira, 2017)

2.2 CONECTORES

Os conectores de cisalhamento têm o papel fundamental no funcionamento das vigas mistas aço-concreto. Eles são os responsáveis por impedir ou limitar o deslizamento relativo entre o aço e o concreto, resistindo aos esforços de cisalhamento longitudinal que surge na região de contato, garantindo que os dois materiais trabalhem de maneira conjunta quando solicitados.

Na literatura há diversos tipos de conectores já mencionados e estudados, e muitos que já fazem parte das normas de diversos países. Mesmo assim, vários pesquisadores buscam

obter a cada dia novos tipos de conectores, de formas e materiais diferentes, que apresentem um melhor desempenho para uma determinada finalidade. Entre os diversos conectores existentes, os mais usuais se encontram na Figura 2.10.

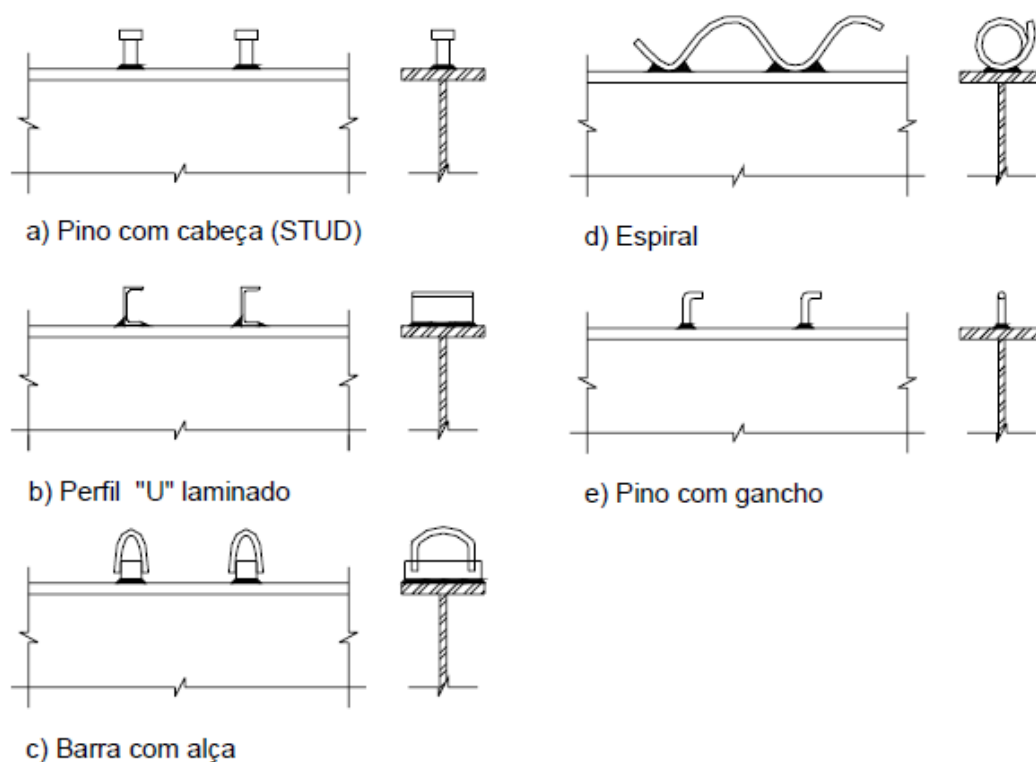


Figura 2.10 – Tipos usuais de conectores (Alva e Malite, 2005)

Além desses tipos de conectores, há também alguns outros não tão convencionais atualmente, mas que são encontrados na literatura, como mostrado na Figura 2.11.

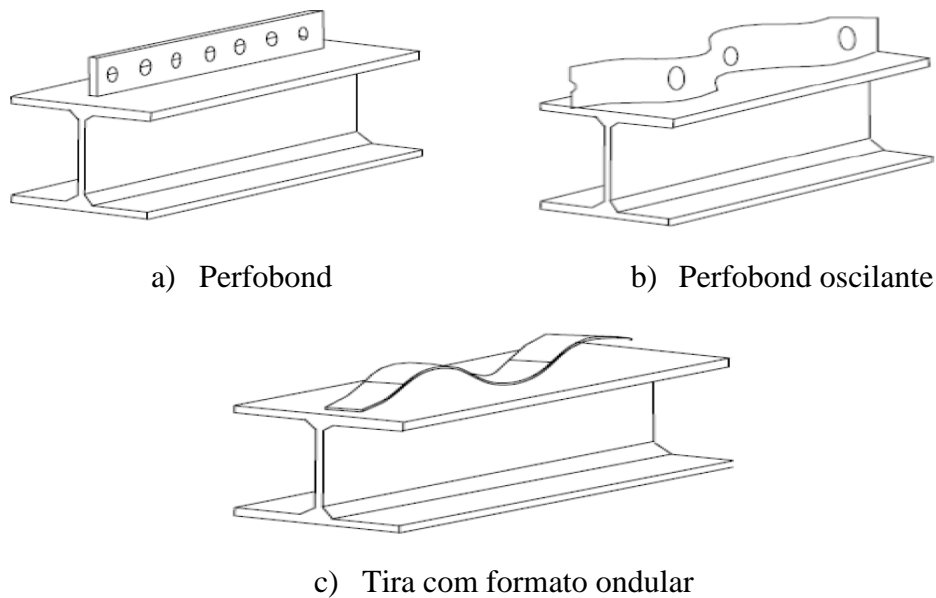


Figura 2.11 – Outros tipos de conectores de cisalhamento menos usuais (Muhit, 2015)

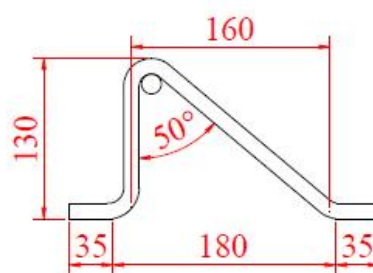
Cada um desses conectores possui as suas vantagens e desvantagens específicas, estando muitos deles ainda em estudo para melhor compreender o funcionamento de cada um em estruturas mistas, em especial, em vigas mistas. Apesar disso, o conector tipo pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*, é o mais conhecido e utilizado atualmente para estruturas mistas, pois apresenta uma grande produtividade. Entretanto, este conector apresenta algumas desvantagens, como, por exemplo, a necessidade de um equipamento especial de solda e um gerador de grande capacidade, o que pode acabar onerando o processo de execução de vigas mistas.

Barbosa (2016), por outro lado, apresenta um novo tipo de conector, o qual é formado por barras de aço encontradas facilmente no mercado da construção civil e pode ser soldado a partir de equipamentos convencionais de solda. Barbosa (2016) exhibe um modelo de conector com o formato de um triângulo retângulo e outro no formato de um triângulo isósceles.

Esses dois modelos de conectores demonstraram, a partir de ensaios realizados por Barbosa (2016) em laboratórios, serem mais resistentes que o tipo pino com cabeça e possuírem características semelhantes a este, como a ductilidade e o fato de poderem ser considerados também flexíveis. Estes dois modelos estão indicados na Figura 2.12.



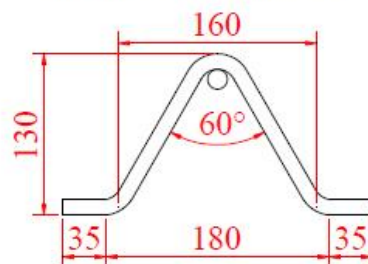
(a) Conector tipo TR – \varnothing 12,5 mm.



(b) Conector tipo TR – Projeto (dimensões em milímetros).



(c) Conector tipo TI – \varnothing 12,5 mm.



(d) Conector tipo TI – Projeto (dimensões em milímetros).

Figura 2.12 – Novos tipos de conectores de cisalhamento (Barbosa, 2016)

O projeto da forma para a confecção dos espécimes a serem ensaiados, contendo as suas dimensões, utilizado por Barbosa (2016), está indicado na Figura 2.13. Em cada espécime a ser ensaiado, utilizou-se 8 conectores, 4 de cada lado, conforme exigido pela norma EN 1994-1-1:2004.

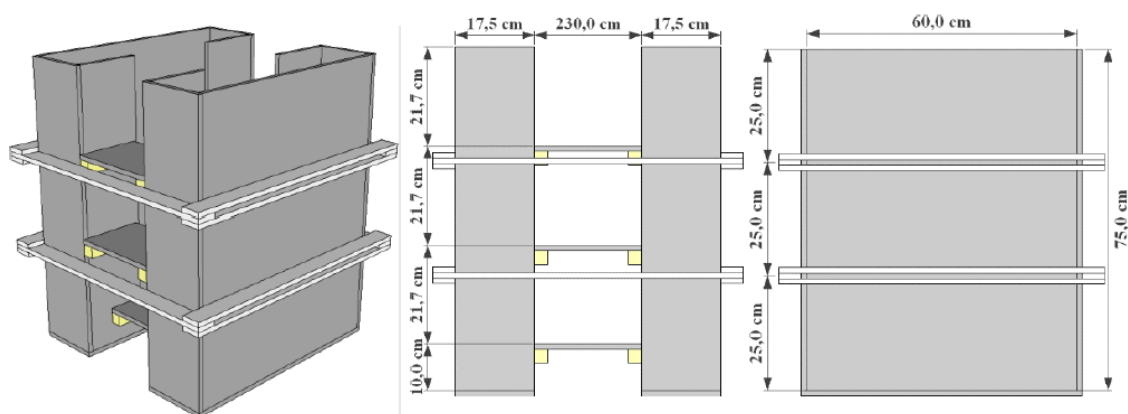


Figura 2.13 – Projeto de forma (Barbosa, 2016)

O modelo de cada espécime contendo as dimensões e a distribuição dos conectores do tipo *stud bolt*, treliçado retângulo e treliçado isósceles podem ser encontrados no trabalho de Barbosa (2016).

Um modelo dos espécimes contendo conectores do tipo isósceles pode ser melhor compreendido a partir de uma vista em perspectiva, conforme apresentada na Figura 2.14.

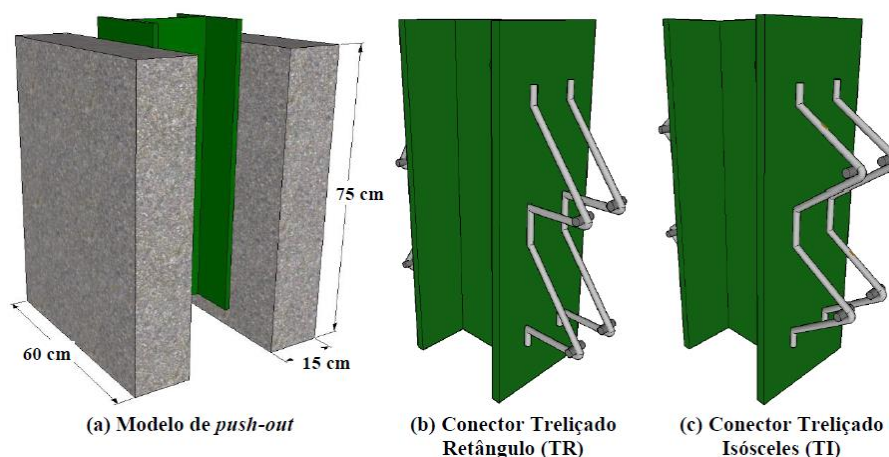


Figura 2.14 – Modelos com conectores do tipo treliçado (Barbosa, 2016)

No ensaio realizado por Barbosa (2016), avaliou-se a força resistência dos conectores, o deslizamento relativo entre o aço e o concreto, e a separação transversal entre a laje e o perfil metálico, cujo efeito é conhecido pelo termo em inglês *uplift*. Com os resultados obtidos, constatou-se que os conectores do tipo treliçado se assemelham aos do tipo pino com cabeça.

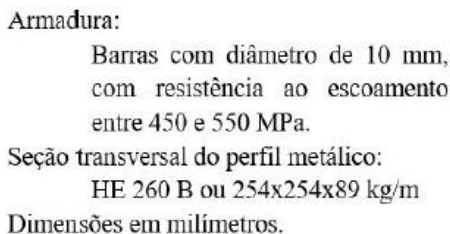
Tanto os conectores treliçado isósceles e retângulo apresentaram um comportamento dúctil, semelhante ao *stud bolt*. Além disso, para que um tipo de conector possa ter a sua conexão considerada satisfatória, o efeito de *uplift* deve ser avaliado, e os conectores treliçado atenderam aos requisitos exigidos pela norma europeia EN 1994-1-1:2004.

Dentre todos esses tipos de conectores, apenas os conectores perfil “U” laminado e o pino com cabeça estão expressos na ABNT NBR 8800:2008. Ambos os conectores apresentam formulações analíticas para que se possa calcular a resistência ao corte de cada conector e então poder obter a quantidade de conectores necessários para o grau de conexão desejado.

Caso se deseje obter o valor da resistência ao corte de um determinado tipo de conector a partir de ensaios realizados em laboratórios, isso pode ser feito a partir do ensaio de cisalhamento direto, em inglês *push-out test*. Este ensaio está presente nas normas de alguns países, em especial na EN 1994-1-1:2004.

Segundo a EN 1994-1-1:2004, os ensaios nos conectores de cisalhamento devem ser feitos com um perfil metálico de seção “I”, cuja a seção transversal do perfil é o HE 260 B, um perfil usual da região europeia, ou um perfil de 254 x 254 x 89 kg. No ensaio deve ser utilizado duas lajes, uma de cada lado, ligado à mesa do perfil metálico.

As dimensões padronizadas pela EN 1994-1-1:2004 para a realização do ensaio de cisalhamento direto está indicada na Figura 2.15.



20

Dentre alguns dos critérios exigidos, cada laje de concreto deve ser concretada na horizontal, seguindo a mesma maneira como é realizado na prática na viga mista aço-concreto. Deve-se evitar a aderência entre o concreto e o aço, com o uso de graxa ou qualquer outro material adequado, pois o atrito entre esses dois materiais não é considerado no cálculo, buscando dessa forma obter a contribuição apenas do conector.

Para a realização do ensaio, a carga deve inicialmente ser aplicada em incrementos até atingir o valor de 40% da força de ruptura esperada e então aplicar 25 ciclos de cargas variando entre 5% e 40% da carga de ruptura esperada. Após isso, a carga deve ser aumentada de forma gradativa de forma que a ruptura não ocorra em um período menor do que 15 minutos.

Durante a realização do ensaio, o deslizamento longitudinal entre o concreto e o aço deve ser medido constantemente ao longo do incremento de carga. Além disso, deve-se também verificar a separação transversal entre a laje e o perfil metálico, o mais perto possível de cada grupo de conectores.

Para a obtenção da força resistente de cálculo de cada conector, a EN 1994-1-1:2004 exige que sejam feitas no mínimo três ensaios de cisalhamento direto, de acordo com o descrito anteriormente, devendo todos os espécimes serem idênticos entre si. Para que os valores obtidos experimentalmente sejam válidos, os resultados alcançados para cada espécime não podem divergir em mais do que 10% do valor médio dos três ensaios. Se o desvio em relação à média de qualquer um exceder os 10%, deve ser ensaiado pelo menos mais 3 espécimes, de mesmas características que os demais.

Com isso, o valor da força resistente de cálculo dos conectores pode ser obtido conforme a Equação 2.1, onde P_{Rd} é a força resistente de cálculo de cada conector, f_u é a resistência última especificada do material do conector, f_{ut} é a resistência última atual obtida em ensaio do material do conector, P_{Rk} é a força resistente característica de cada conector e γ_v é o fator de segurança parcial para o conector, recomendado $\gamma_v = 1,25$.

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad 2.1$$

A resistência característica P_{Rk} é calculada a partir da menor carga de ruptura obtida no ensaio de cisalhamento direto para os espécimes ensaiados, dividido pelo número de conectores e reduzido em 10% do seu valor, conforme na Equação 2.2, onde P_{Rk} é a força resistente característica de cada conector, P_m é a menor carga de ruptura obtida no ensaio de cisalhamento direto e N_c é o número de conectores no espécime ensaiado.

$$P_{Rk} = \frac{0,9 P_m}{N_c} \quad 2.2$$

Além disso, também deve ser calculado o valor do deslizamento último δ_u longitudinal entre o perfil metálico e o concreto. Esse valor deve ser tomado como o máximo escorregamento obtido no nível da carga de resistência característica P_{Rk} . Assim, deve-se calcular a capacidade de deslizamento característico δ_{uk} tomado como o menor valor de δ_u obtidos dos espécimes reduzido em 10%, conforme mostrado pela curva de força versus deslizamento expresso na Figura 2.16.

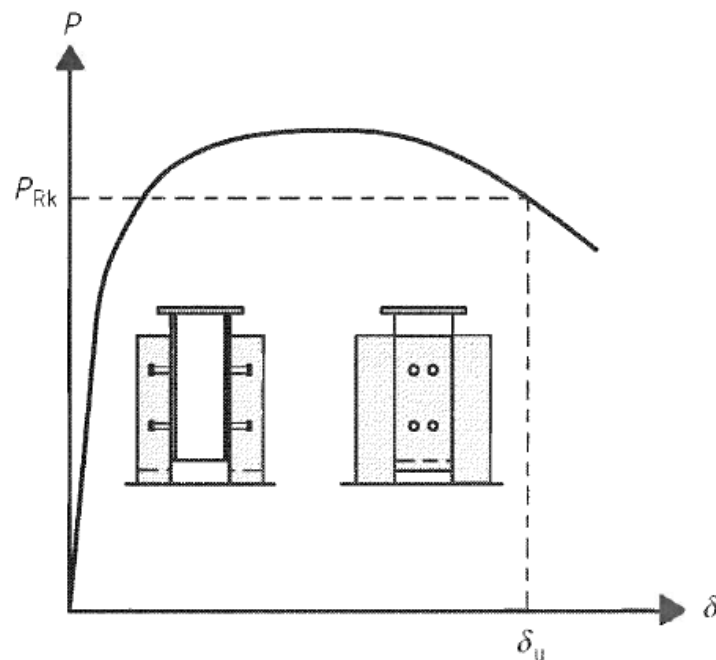


Figura 2.16 – Curva força versus deslizamento (EN 1994-1-1:2004)

Caso a capacidade de deslizamento característico δ_{uk} seja maior que 6,0 mm, o conector pode ser considerado dúctil. Também foi avaliado durante o ensaio o deslocamento transversal entre o concreto e o aço, pois, em uma viga mista, o conector, além de impedir ou minimizar o escorregamento relativo entre os dois materiais, ele também serve para impedir a separação vertical entre o perfil metálico e a laje, conhecida como *uplift*.

Dessa forma, para que a conexão do conector seja admissível, quando o espécime está submetido a 80% da sua carga máxima, a separação transversal entre a laje e o perfil não pode ser maior do que 50% do deslizamento relativo correspondente. Caso contrário, esse conector não é aceitável.

Após a realização do ensaio de cisalhamento direto, nota-se que a ruptura da peça pode ter ocorrido de diversas maneiras, como, por exemplo, pela ruptura por cisalhamento do conector junto à solda, pelo esmagamento do concreto ao redor do conector, pelo arranchamento do concreto em forma de cone, pela ruptura por cisalhamento da nervura de concreto ou devido à fissuração do concreto da nervura, devido à formação de rótulas plásticas que irá gerar deformações excessivas no conector, conforme pode ser visto na Figura 2.17. Esses dois últimos modos de ruptura podem ocorrer caso o conector seja instalado em nervuras de concreto onde há a ligação entre o aço e o concreto.

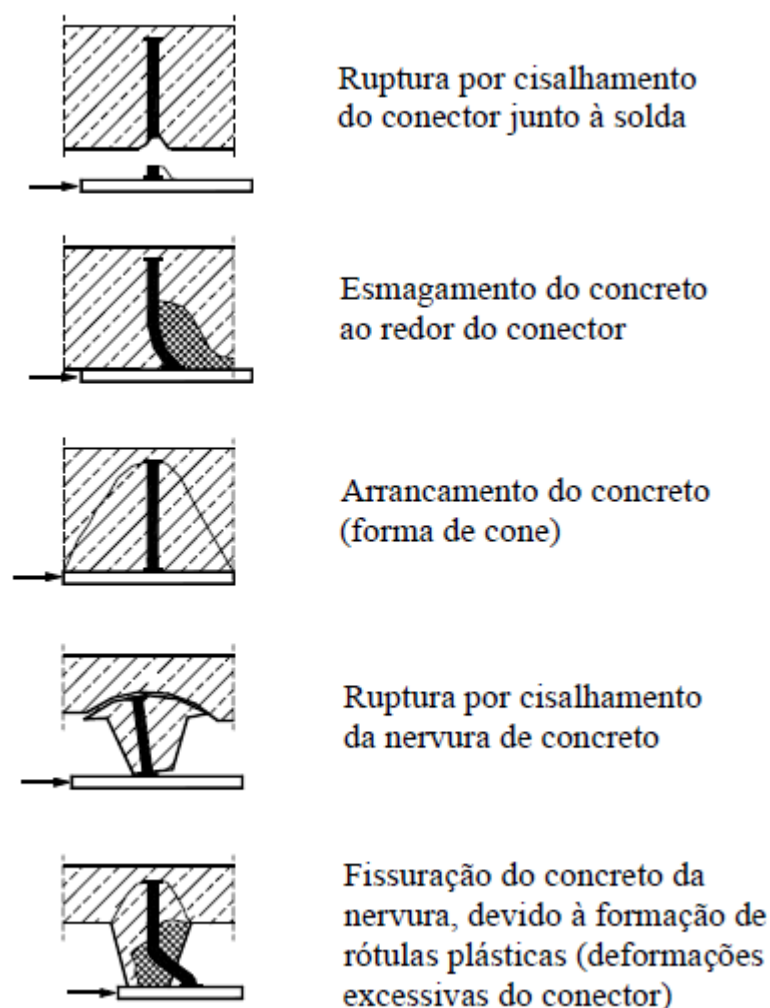


Figura 2.17 – Modos de ruptura do conector no ensaio de *push-out* (Alva, 2000)

Os conectores podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, que irá depender da relação existente entre a força atuante no conector e o escorregamento do concreto sobre o aço, o qual irá surgir devido ao fluxo cisalhante longitudinal gerado pela transferência de força entre a laje de concreto e o perfil metálico. Os conectores flexíveis, diferente dos rígidos, apresentam uma pequena relação entre força versus deslizamento, ou seja, o conector possui uma baixa rigidez, fazendo com que para menores cargas, ele sofra grandes deformações, as quais irão provocar um deslizamento relativo entre o aço e o concreto.

David (2007) defende que tanto os conectores flexíveis como rígidos podem apresentar um comportamento dúctil. Segundo David (2007), entende-se que o conceito de ductilidade é a capacidade que o conector tem de se deformar, gerando um deslizamento relativo à viga mista, após ter atingido sua resistência.

Na prática, entende-se que um conector rígido é aquele que não gera grande escorregamento quando atinge a sua carga máxima. Já o conector flexível, é aquele que permite que haja um grande escorregamento antes de vir a romper, apresentando um comportamento dúctil, conforme mostrado na Figura 2.18.

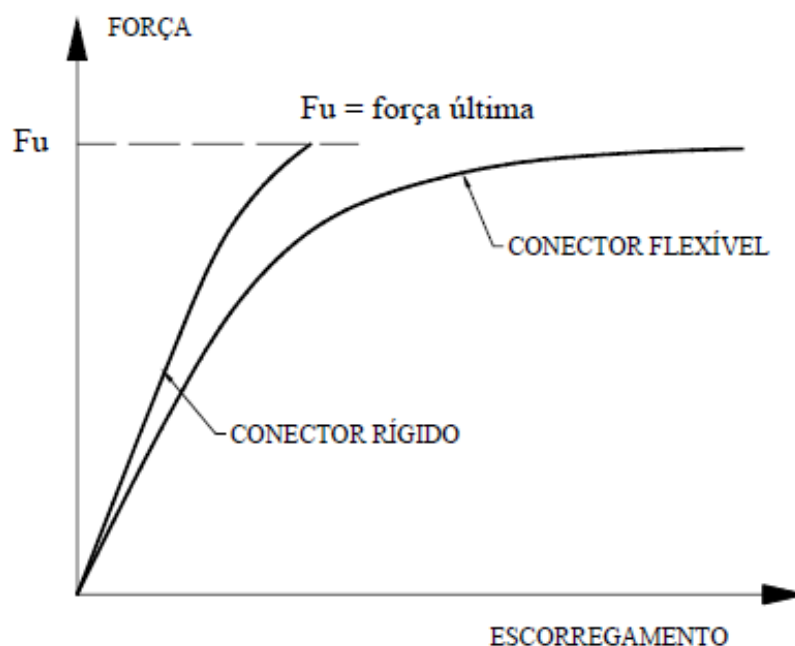


Figura 2.18 – Curva força versus escorregamento para conectores de cisalhamento (Alva e Malite, 2005)

Para Barbosa (2016), um conector dúctil, que tem a capacidade de se deformar antes de se romper, permite que ele seja considerado com um comportamento plástico ideal. Dessa forma, é possível assumir no dimensionamento da viga mista que o fluxo cisalhante longitudinal no contato entre o perfil metálico e a laje é constante entre o ponto de momento máximo positivo e momento nulo.

Os conectores de cisalhamento em vigas mistas são calculados para resistir aos esforços cortantes longitudinais, obtidos por unidades de comprimento, conhecido como fluxo de cisalhamento longitudinal. Dessa forma, resistindo a esses esforços, os conectores permitem a transferência de força entre o aço e o concreto, permitindo que eles trabalhem de maneira conjunta.

Essa transferência de esforços entre o aço e o concreto se dá a partir da atuação dos conectores, os quais serão comprimidos na região da laje, surgindo uma força cortante no

conector e uma força de cisalhamento na região da solda, que liga o conector à mesa do perfil metálico. Além disso, devido ao ponto de aplicação da força de compressão gerado sobre o conector pelo concreto, região onde há uma zona de compressão triaxial na laje, surgirá um momento fletor, no ponto de fixação com o perfil, no conector. Isso irá provocar neste, além de tensões de cisalhamento, tensões normais, os quais em conjunto irão levar a peça à ruptura.

O funcionamento da transferência de forças entre a laje e o perfil metálico em uma viga mista de aço-concreto para o conector tipo pino com cabeça, um dos conectores mais utilizados atualmente, está indicado na Figura 2.19.

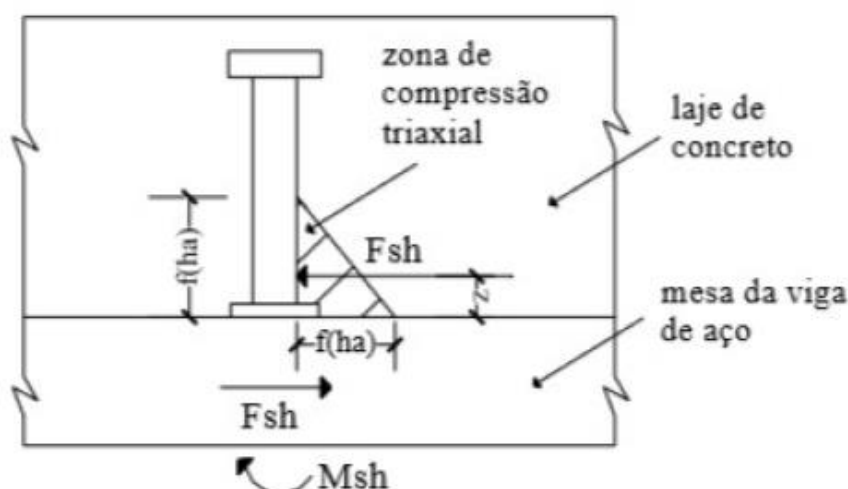


Figura 2.19 – Transferência de força de cisalhamento longitudinal do conector tipo pino com cabeça em uma viga mista (Dias, 2018)

Esta transferência de esforços entre o aço e concreto, que ocorrerá por meio do conector de cisalhamento, se dará como uma carga concentrada aplicada à laje. Essa força pontual na laje pode fissurá-la de três formas, conforme apresentado por Tristão (2002), as quais podem ser por fendilhamento, por rasgamento ou fissuração na direção das bielas de compressão.

De acordo com Veríssimo (2007), com o aumento da força aplicada, começa-se o processo de formação de fissuras, entre elas a por fendilhamento, a fissura longitudinal na laje, gerada devido ao surgimento de tensões de tração que são maiores que a resistência à tração do concreto. Por isso, há a necessidade de uma armadura transversal ao conector, exercendo a função importante de conter o processo de fissuração e permitir que os esforços se redistribuam.

Segundo Oehlers (1989), a presença dessa armadura transversal na laje não impede o surgimento de fissuras, mas minimiza o processo de fissuração e a extensão destas. Além

disso, deve-se compreender que essa armadura transversal não aumenta a resistência da conexão, contudo, a sua presença limita a abertura das fissuras e permite que a força cortante resistente diminua gradativamente, pois, caso contrário, a peça romperia abruptamente, de maneira frágil. As formas de fissuração na laje devida à força concentrada aplicada pela presença do conector de cisalhamento estão expressas na Figura 2.20.

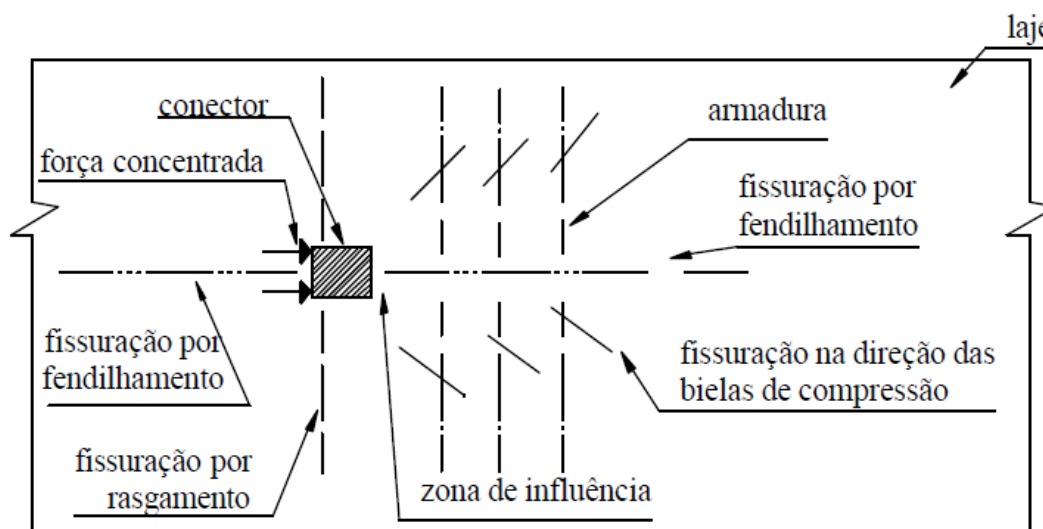


Figura 2.20 – Modos de fissuração na laje devida à atuação de um conector (Tristão, 2002)

2.3 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Toda estrutura é dimensionada para resistir às ações as quais são submetidas, que podem variar de intensidade e sofrerem alterações no tempo. Para que isso ocorra, os elementos estruturais, tanto globalmente como localmente, devem conseguir suportar aos esforços aos quais são solicitados, que irá depender principalmente da resistência da estrutura e de sua geometria.

Para que uma estrutura seja considerada segura, a resistência dos materiais (R) deve ser maior que as solicitações (S), as quais podem ser provocadas por diversos tipos de carregamentos e combinações. Entretanto, na prática da construção civil, faltam dados suficientes para que se possa determinar cada um desses parâmetros e verificar se essa condição é atendida.

No dia a dia, determina-se um valor que possa representar a resistência dos materiais e as solicitações às quais são submetidas. Entretanto, esses dados possuem muitas incertezas, tornando praticamente inviável a análise exata desses valores para se determinar a segurança

de uma estrutura. Dessa forma, as variáveis relacionadas, principalmente, às ações, resistência dos materiais e geometria dos elementos estruturais, são tratadas como variáveis aleatórias. Com isso, pode-se verificar a segurança de uma estrutura a partir de uma análise de confiabilidade estrutural.

No cotidiano, para que uma estrutura seja devidamente dimensionada de forma a ser considerada segura, utilizam-se coeficientes de segurança para levar em consideração incertezas intrínsecas ao processo de construção na engenharia civil. Além de várias normas internacionais, a norma brasileira atual considera, na grande maioria dos casos de dimensionamento estrutural, o conceito de Estado Limite ao invés das tensões admissíveis.

O método das tensões admissíveis, no geral, trabalha com fatores de segurança para determinados casos para qualquer tipo de uma situação específica, sem levar em consideração os efeitos de combinação das cargas, alteração e mudanças das ações e a probabilidade de ocorrência de carregamentos conjuntamente ou individualmente.

Já o método dos Estados Limites pode ser considerado como semi-probabilístico, uma vez que ele adota coeficientes de majoração ou de minoração, dependendo da variável, mas que leva em consideração a probabilidade de ocorrência para cada tipo de ação e as possíveis combinações desta.

Pode-se perceber, então, que os parâmetros de entrada para o dimensionamento de estruturas na engenharia civil dependem de variáveis aleatórias, as quais podem ser tratadas, no geral, a partir de seu valor médio, de seu desvio padrão e da função de distribuição de probabilidade que a representa.

Cada variável pode apresentar diversos valores, cada um com uma probabilidade maior ou menor, a depender do seu valor médio, do desvio padrão e da sua função de distribuição. Usualmente, utiliza-se apenas a média das variáveis para a realização do dimensionamento estrutural, contudo, o uso desse parâmetro tem como maior finalidade avaliar a posição da função de distribuição de probabilidade de cada variável.

Já o desvio padrão, permite avaliar o nível de dispersão dos valores que a variável pode assumir. Desta forma, há uma região em que, para uma determinada combinação de valores que as variáveis podem assumir, a segurança da estrutura não é atendida, sendo a solicitação maior que a resistência, o que pode ser analisado através da Figura 2.21.

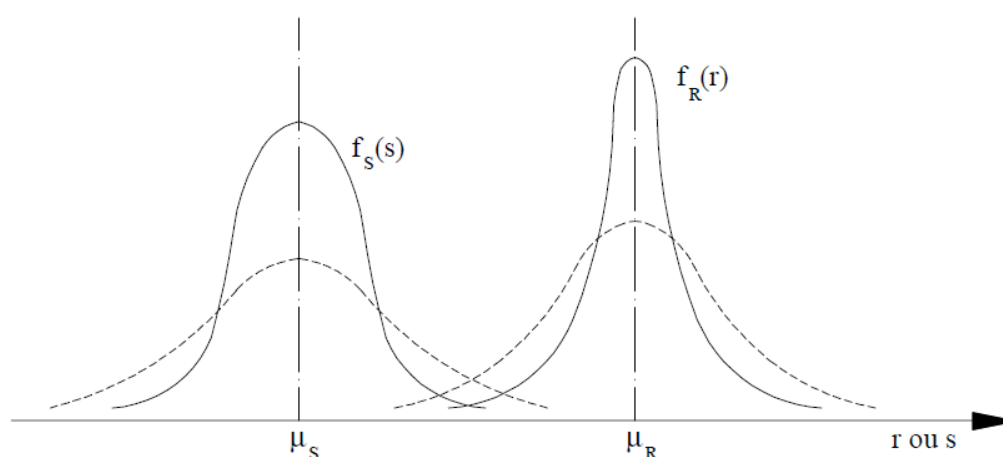


Figura 2.21 – Efeito das dispersões das variáveis (Ang e Tang, 1984)

Na área da estatística, utiliza-se o termo primeiro momento para se referir à média, que se caracteriza por indicar a posição da distribuição probabilística da variável, e o termo segundo momento para se referir à variância, da qual pode se obter o desvio padrão, que expressa a dispersão dos valores assumidos por uma determinada variável com uma distribuição probabilística específica.

Dentre os diversos tipos de distribuições probabilísticas, se destacam a distribuição normal, a distribuição uniforme, a distribuição binomial, a distribuição exponencial, a distribuição Lognormal, a distribuição de valores extremos, a distribuição Gamma, a distribuição Beta e a distribuição de Weibull.

Cada variável no dimensionamento estrutural, como ações, resistência e geometria, podem ter as suas funções de distribuição de probabilidade que melhor as representam obtidas a partir de ensaios realizados em laboratórios. Com isso, a partir desses estudos, podem-se utilizar essas informações para realizar uma análise de confiabilidade a fim de se determinara segurança de uma estrutura.

Vaz (2011) apresenta uma classificação dos métodos de projetos estruturais em relação ao nível de segurança, a economia e a quantidade de dados existentes, conforme expresso na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação dos métodos de projetos estruturais em relação ao nível de segurança

Nível	Método	Descrição
0	Tensões Admissíveis	Este método consiste em usar apenas os valores médios das resistências como dado estatístico
1	Semi-Probabilístico	Neste método são utilizados fatores parciais de segurança para majorar as solicitações e minorar as resistências. Estes fatores são aplicados aos valores característicos das variáveis transformando-os em valores de cálculo. O método semi-probabilístico também é conhecido como método dos estados limites e é adotado como critério de segurança pelas normas brasileiras de projeto estruturais.
2	Baseado em Confiabilidade	Neste método utilizam-se dados estatísticos completos das variáveis aleatórias e, ao contrário dos métodos citados anteriormente, controla a probabilidade de falha.
3	Ótimo Semi-Probabilístico	Neste método o nível de segurança é o mesmo do método de Nível 1, mas a economia no projeto é maior.
4	Ótimo Baseado em Confiabilidade	Combina o controle da probabilidade de falha do Nível 2 com a economia do método de Nível 3.
5	Ótimo Baseado em Risco	Fornece o projeto de risco total mínimo. O risco total é definido como o custo da construção somado ao custo de operação e ao custo associado a cada modo de falha.

Nos projetos estruturais realizados no momento, utiliza-se o nível 1, com o uso do método dos estados limites. Entretanto, neste trabalho, busca-se realizar uma análise estrutural tendo como base o nível 2, a partir do uso de um método de confiabilidade para determinar a segurança de uma estrutura.

Sakamoto (2016) diz que a função principal de uma análise de confiabilidade é avaliar probabilisticamente a relação entre a resistência (R) e a solicitação (S), a fim de se determinar a probabilidade de falha da estrutura, que é dada pela a probabilidade de a solicitação ser maior que a resistência da estrutura.

A probabilidade de falha de uma estrutura, apesar de poder ser muito pequena, ela nunca é nula, podendo ocorrer a falha dependendo do nível de incerteza das variáveis, em que quanto maior for, maior será a probabilidade de falha. Pantoja *et al* (2015) cita que uma probabilidade de falha na ordem de 10^{-7} e 10^{-3} é um valor aceitável nas edificações usuais da construção civil.

Uma vez que as variáveis aleatórias utilizadas no cálculo das estruturas possam ser representadas por um valor médio, um desvio padrão e uma função de distribuição específica, pode-se montar uma equação $G(X) = R - S$, em que, para $G(X) < 0$ há a ocorrência de falha, enquanto que em $G(X) > 0$ não ocorre a falha. Enquanto que para o caso de $G(X) = 0$ tem

uma função limite, que separa o domínio de falha do domínio de segurança, onde não ocorre a falha. Esse conceito pode ser observado graficamente na Figura 2.25.

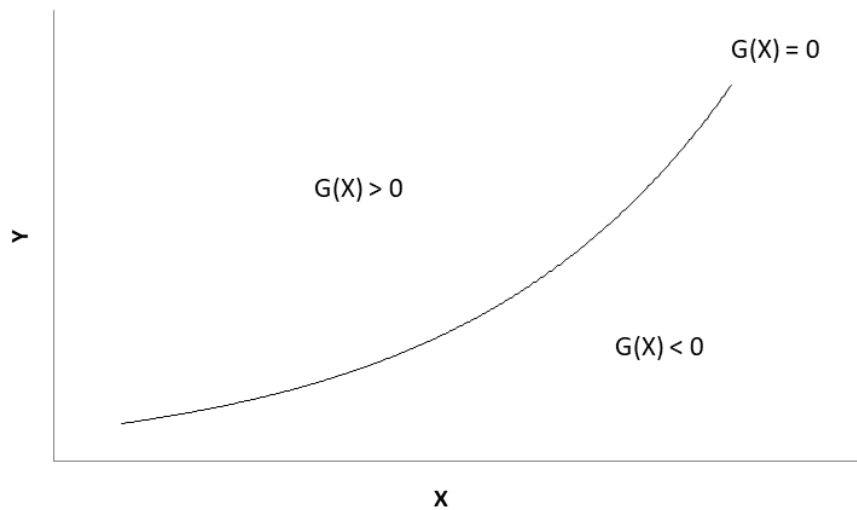


Figura 2.22 – Domínios de falha

A probabilidade de falha também pode ser entendida a partir da função de margem de segurança $M(X) = R - S$, que igual à função $G(X)$, quando $M(X) < 0$, tem-se a falha. Isso pode ser analisado graficamente conforme indicado na Figura 2.23, em que a probabilidade de falha será dada pela área abaixo da função densidade de probabilidade da margem de segurança que se situa em $M(X) < 0$.

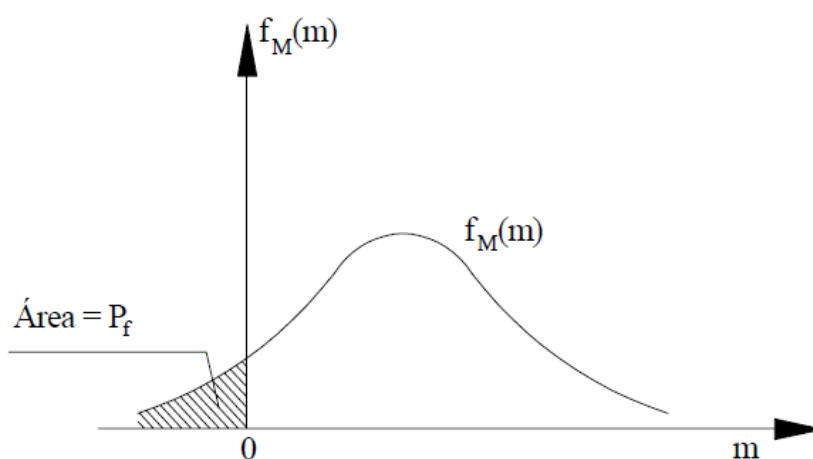


Figura 2.23 – Função densidade de probabilidade da margem de segurança (Ang e Tang, 1984)

Dessa forma, conhecidas as variáveis que irão compor a variável da resistência e da solicitação, adequa-se a equação para que se tenha $G(X) = R - S$ e então, dada as distribuições de cada variável, integra-se a equação em todo o domínio de falha para se obter a probabilidade de falha (P_f), expressa pela a probabilidade de ocorrência de todos os pontos em que $G(X) < 0$.

Entretanto, pode ocorrer de a equação que descreve a função $G(X)$ não ser dada de maneira explícita, tornando a integração analítica para o cálculo da probabilidade de falha inviável, principalmente por, na maioria das vezes, não se conhecer a função de distribuição de probabilidades das variáveis. Por isso, busca-se calcular a probabilidade de falha e avaliar a confiabilidade de um sistema a partir de métodos probabilísticos mais simples, os quais podem ser utilizados mesmo sem conhecer as funções de distribuição das variáveis ou sem precisar realizar ensaios em laboratórios a fim de se obter os dados de cada parâmetro de cálculo de uma estrutura.

Como o cálculo da probabilidade de falha de uma estrutura, geralmente, pode ser muito complicado de ser realizado, busca-se avaliar a segurança da estrutura de outras maneiras, com as quais se podem relacionar com a probabilidade de falha e a segurança da estrutura.

Uma das formas muito utilizada para isso tem como base o cálculo do índice de confiabilidade β . Este índice se relaciona diretamente com a probabilidade de falha de uma estrutura, em que, quanto maior o índice de confiabilidade, menor é a probabilidade de falha da estrutura, ou seja, ela é mais segura. Entretanto, quanto menor o índice de confiabilidade β , maior é a probabilidade de falha. Este índice é adimensional, tornando possível a comparação de confiabilidade de estruturas, mesmo que estas sejam totalmente diferentes entre si.

A confiabilidade representa o nível de confiança para que uma estrutura não falhe, ou seja, para que a resistência seja maior que a solicitação. Esse grau de confiança pode ser representado pelo índice de confiabilidade β .

A função de margem de segurança, $M = R - S$, que é a mesma da função de desempenho $G(X)$, estabelece um domínio em que ocorre a falha, representada por $M < 0$, um domínio onde não há falha, dado por $M > 0$, e uma região limite, o qual separa os dois domínios. Dessa forma, o índice de confiabilidade β pode ser entendido graficamente como a menor distância entre a reta ou o plano limite, dependendo do número de variáveis, dada por $M = 0$, à origem do sistema de coordenadas avaliado, conforme mostrado na Figura 2.24, em que d corresponde a essa menor distância, logo, $\beta = d$.

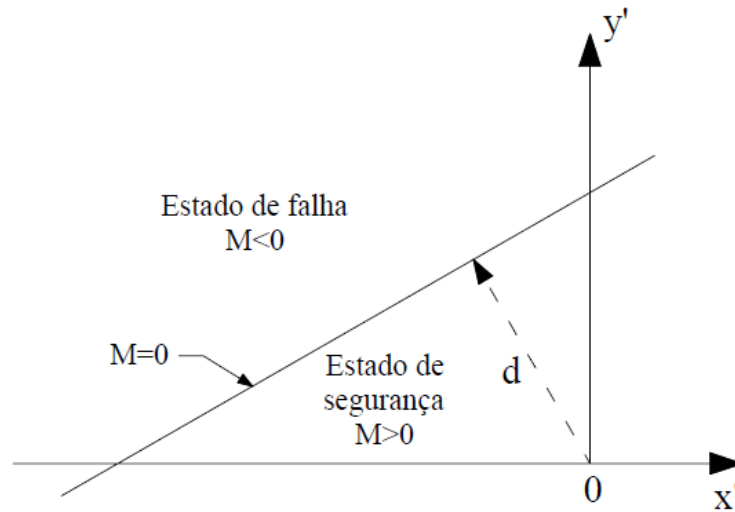


Figura 2.24 – Representação do índice de confiabilidade β graficamente (Ang e Tang, 1984)

Caso a resistência R e a solicitação S sejam variáveis aleatórias que seguem uma distribuição normal, a variável $M(R,S)$ também seguirá uma distribuição normal. Dessa forma, a média e o desvio padrão de M será dado pelas Equação 2.3 e Equação 2.4, respectivamente.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad 2.3$$

$$\sigma_M = (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2} \quad 2.4$$

Como M é uma variável aleatória normal, ela pode ser representada no espaço normal padrão, em que para um determinado valor de M adotado, tem-se um valor Y , que no espaço normal padrão irá representar a probabilidade de essa variável apresentar valores menores que Y e, conseqüentemente, menores que M . Essa transformação para o espaço normal padrão está indicada na Equação 2.5.

$$Y = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad 2.5$$

Dessa forma, caso deseje-se saber a probabilidade de falha, ou seja, a probabilidade de $M < 0$, basta avaliar a função de distribuição acumulativa normal, em que, aplicando $M = 0$ no

espaço padrão normal, pode-se calcular a probabilidade de falha de acordo com a Equação 2.6.

$$P_f = P([M < 0]) = P\left(Y \leq \frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left[-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right] \quad 2.6$$

Quando avaliada o valor da probabilidade de falha no espaço normal padrão, observa-se que a distância do ponto $Y(M=0)$ à origem da distribuição é o valor do índice de confiabilidade β , conforme pode ser visto na Figura 2.25.

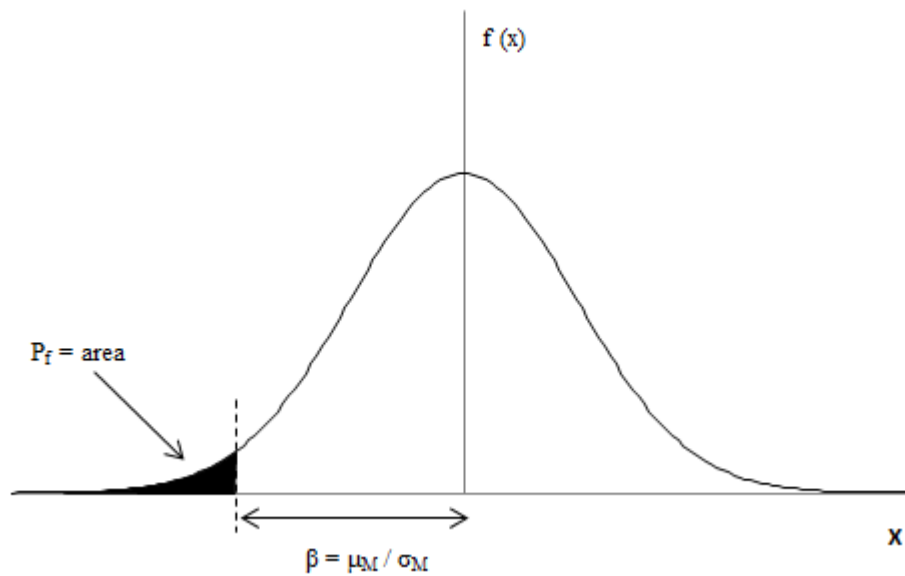


Figura 2.25 – Índice de confiabilidade β no espaço padrão normalizado

Dessa forma, o índice de confiabilidade β , quando associado ao espaço padrão normal, pode ser definido como $\beta = \mu_M / \sigma_M$. Apesar de todo esse entendimento sobre o índice de confiabilidade ter sido feito para o caso de variáveis que seguem uma distribuição normal, ele também é válido para outras situações.

Em muitos casos, desejando-se obter uma análise aproximada, mesmo que as variáveis não sigam uma distribuição normal, pode-se realizar todo esse procedimento citado para determinar o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha de uma determinada situação, como se elas fossem variáveis normais.

Neste caso, pode-se calcular o valor da média e do desvio padrão das variáveis a partir de aproximações de primeira ou segunda ordem, utilizando séries de Taylor, o que irá depender do método utilizado, como, por exemplo, o método FOSM (*First Order Second*

Moment; em português, Segundo Momento de Primeira Ordem), o qual utiliza a aproximação de primeira ordem.

Outra possibilidade para avaliar a probabilidade de falha é utilizar algum método de simulação, capaz de avaliar todas as possibilidades de combinações de valores a partir de dados aleatórios que irão obedecer a função densidade probabilidade de cada uma das variáveis. Um exemplo é o método de simulação de Monte Carlo.

Obtidos os valores de P_f e de β para uma determinada estrutura, deve-se avaliar se eles atendem ao nível de segurança exigido. Quanto menor a probabilidade de falha e maior o índice de confiabilidade, mais segura será uma estrutura.

A norma europeia EN 1990:2002 apresenta uma tabela contendo os valores mínimos que o índice de confiabilidade β deve assumir de acordo com características específicas de cada construção, conforme indicado na Tabela 2.2. As classes de confiabilidade são dadas conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.2 – Mínimo valor recomendado para o índice de confiabilidade β – Estado Limite Último (modificado – EN 1990:2002)

Classe de Confiabilidade	Valores mínimos de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5.2	4.3
RC2	4.7	3.8
RC1	4.2	3.3

Tabela 2.3 – Classes de confiabilidade (modificado – EN 1990:2002)

Classe	Descrição
RC1	Baixa consequência de perda de vida humana, ou econômica, e social ou ambiental (consequências baixas)
RC2	Média consequência de perda de vida humana, econômica, social ou ambiental (consequências consideráveis)
RC3	Alta consequência de perda de vida humana, ou econômica, social ou ambiental (consequências enormes)

Além disso, a EN 1990:2002 também apresenta uma tabela que relaciona o índice de confiabilidade com a probabilidade de falha (P_f), considerando uma relação entre estes dois parâmetros a partir de uma função densidade acumulada normal padrão, conforme indicado na Equação 2-8. Esta relação, indicada na Tabela 2.4, é uma alternativa na análise de confiabilidade caso se esteja utilizando um método FORM (*First Order Reliability Methods*; em português, Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem).

Tabela 2.4 – Relação entre β e P_f (modificado – EN 1990:2002)

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20

O Comitê de Segurança Estrutural, em inglês *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS), também apresenta o que eles denominam de valores alvos para o índice de confiabilidade β e para a probabilidade de falha (P_f) correspondente às características da construção, conforme expresso na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Valores alvo para o índice de confiabilidade β e P_f relacionado a um período de 1 ano e ao Estado Limite Último (modificado – JCSS, 2000)

Custo relativo de segurança	Baixa consequência de falha	Média consequência de falha	Alta consequência de falha
Alto	$\beta = 3,1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3,3$ ($P_f \approx 5 \times 10^{-4}$)	$\beta = 3,7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Normal	$\beta = 3,7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4,2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \approx 5 \times 10^{-6}$)
Baixo	$\beta = 4,2$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 4,4$ ($P_f \approx 5 \times 10^{-6}$)	$\beta = 4,7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)

As classes da consequência de falha estão relacionadas com o custo devido à falha em comparação com o custo da construção. Dessa forma, quanto maior o custo da falha, maior será a consequência de falha.

Apesar de as tabelas indicadas pela EN 1990:2002 e pelo JCSS serem diferentes na sua apresentação e na consideração das características da construção, pode-se perceber que o valor do índice de confiabilidade é aproximadamente o mesmo nos dois casos quando considerado uma situação em comum.

2.4 MÉTODO FOSM

O método FOSM (*First Order Second Moment*) pode ser utilizado para calcular o índice de confiabilidade β e a probabilidade de falha aproximada de uma determinada estrutura. Quando o índice de confiabilidade é calculado a partir deste método, ele é comumente chamado de β_{FOSM} .

Para a utilização deste método, deve-se obter o valor da média e do desvio padrão da função $G(X)$. Esta função é conhecida como função desempenho, desde que ela seja organizada de uma forma em que se tenha, por exemplo, a seguinte função $G = R - S$, onde R compreende todas as variáveis que definem a resistência de uma peça estrutural e S as variáveis que define as solicitações.

Para o cálculo da média e do desvio padrão, utiliza-se uma aproximação de primeira ordem da série de Taylor. Depois, convertem-se as variáveis para o espaço normal padrão, como se elas seguissem uma distribuição normal, mesmo que isso não ocorra.

Assim, o valor do índice de confiabilidade β calculado a partir do método FOSM pode ser obtido a partir da Equação 2.7.

$$\beta_{FOSM} = \frac{\mu_R - \mu_S}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}} \quad 2.7$$

Já a probabilidade de falha pode ser calculada admitindo-se o espaço padrão normalizado, a partir da função densidade acumulada. Logo, o valor de P_f é dada pela Equação 2.8.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad 2.8$$

Caso se conheça o valor da probabilidade de falha, o índice de confiabilidade pode ser obtido conforme a Equação 2.9.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad 2.9$$

Dessa forma, quanto menor o índice de confiabilidade, maior será a probabilidade de falha, e quanto maior o índice de confiabilidade, menor a probabilidade de falha.

As vantagens de se utilizar este método é que ele é fácil de ser aplicado e não há a necessidade de se conhecer as distribuições das variáveis aleatórias. Contudo, ele obtém valores não tão precisos pelo fato de utilizar o princípio que as variáveis seguem uma distribuição normal mesmo que isso não seja verdade, o que pode não ser uma aproximação aceitável. Além disso, o índice de confiabilidade irá depender da forma específica da função de desempenho, o que pode variar dependendo de como ela seja formada.

2.5 MÉTODO DE SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

O método de simulação de Monte Carlo é o método de simulação mais utilizado atualmente para diversos casos. Ele consiste em avaliar como um determinado sistema se comporta com base em um modelo específico que é assumido para um respectivo problema. Esse método se baseia em gerar números aleatórios, com base na média, desvio padrão e distribuição de probabilidade de cada uma das variáveis, obtendo, assim, um conjunto de resultado para um determinado problema sem a necessidade de realização de algum ensaio em laboratório para a obtenção destes dados. Dessa forma, avalia-se a equação de desempenho $G = R - S$ e registram-se quantas vezes $G < 0$ em relação ao número de simulações realizadas. Essa relação entre o número de ocorrência de falha e o número total de simulações define a probabilidade de falha do sistema.

Esse método de simulação baseia-se na geração de vários números aleatórios a depender da quantidade de variáveis existentes no problema. Para que esse método possa ser considerado preciso, faz-se necessário a realização de inúmeras simulações, cuja quantidade irá depender da precisão desejada e do problema analisado. Esse grande número de simulações exige um processo computacional bastante intenso, podendo inviabilizar a utilização deste método. Entretanto, como vantagem, o método de simulação de Monte Carlo permite com que sejam analisadas combinações de resultados, de acordo com a probabilidade de ocorrência para cada variável, sem a necessidade de realização de ensaio a serem realizados em laboratórios, custando este bastante tempo e dinheiro.

Além disso, ele permite a solução de problemas destinada à obtenção da probabilidade de falha para problemas bastante complexos ou difíceis de serem resolvidos. Este método também pode ser utilizado para validar e checar os resultados de outros métodos, como, por exemplo, o método FOSM, para a obtenção da probabilidade de falha de um determinado sistema.

3 METODOLOGIA

O objetivo deste trabalho é analisar a confiabilidade de conectores de cisalhamento para vigas mistas de aço-concreto. Em especial, buscou-se comparar o funcionamento do conector tipo pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*, e os novos tipos de conectores apresentados por Barbosa (2016). Os conectores propostos por Barbosa (2016), os quais estão indicados na Figura 2.12, através de ensaios realizados em laboratório, apresentaram características semelhantes aos conectores tipo pino com cabeça, possuindo algumas vantagens em relação a este último.

Barbosa (2016) apresentou dois modelos de conectores, um treliçado isósceles (TI) e o outro treliçado retângulo (TR). Para a confecção destes dois tipos de conectores, utilizou-se barras de aço CA-50, variando o diâmetro entre 8 mm, 10 mm e 12,5 mm. Para comparar com o conector tipo *stud bolt* (S), usou-se um deste cujo diâmetro era igual a 19 mm, de maneira a aproximar o valor da área de corte dos conectores e permitir uma correta comparação entre eles.

O ensaio de cisalhamento direto, também conhecido como ensaio de *push-out*, desenvolvido por Barbosa (2016), foi realizado conforme a norma EN 1994-1-1:2004. Com isso, foi realizado, para cada tipo de conector, três ensaio de cisalhamento direto, em que os três espécimes apresentavam características semelhantes.

Após a realização dos ensaios por Barbosa (2016), observou-se que os resultados obtidos não divergiram mais do que 10% da média dos valores, com isso, não precisou realizar outros ensaios, podendo utilizar estes para as análises. Com isso, foi possível avaliar de maneira adequada o funcionamento e a confiabilidade do conector *stud bolt* e dos conectores treliçado. Os resultados obtidos por Barbosa (2016) através do ensaio de *push-out* para os conectores estão indicados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Força resistente dos conectores obtido no ensaio (modificado - Barbosa 2016)

Modelo do Conector	P_{máx} Total (kN)	P_{méd} Total (kN)	P_{cmáx} Total (kN)	P_{cméd} Total (kN)	P_{rk} (kN)	P_{rd} (kN)
S19-1	920,80		115,10			
S19-2	1010,20	997,00	126,28	124,63	103,59	62,45
S19-3	1060,00		132,50			
R8-1	481,40		60,18			
R8-2	533,80	505,60	66,73	63,20	54,16	35,28
R8-3	501,60		62,70			
R10-1	844,80		105,60			
R10-2	765,20	804,80	95,65	100,60	86,09	51,48
R10-3	804,40		100,55			
R12,5-1	1290,20		161,28			
R12,5-2	1347,20	1384,07	168,40	173,01	145,15	87,50
R12,5-3	1514,80		189,35			
I8-1	584,80		73,10			
I8-2	601,00	597,73	75,13	74,72	65,79	42,85
I8-3	607,40		75,93			
I10-1	897,00		112,13			
I10-2	976,80	921,53	122,10	115,19	100,22	59,93
I10-3	890,80		111,35			
I12,5-1	1548,60		193,58			
I12,5-2	1540,80	1553,13	192,60	194,14	173,34	104,50
I12,5-3	1570,00		196,25			

P_{máx}: maior força obtida no ensaio;

P_{méd}: força média das maiores forças obtidas no ensaio para cada espécime;

P_{cmáx}: maior força obtida no ensaio para um conector;

P_{cméd}: força média das maiores forças obtidas no ensaio para conector;

P_{rk}: força resistente característica para cada conector;

P_{rd}: é a força resistente de cálculo para cada conector.

Os valores de P_{Rd} e P_{Rk} foram calculados conforme Equação 2.1 e Equação 2.2 respectivamente. Considerou-se para o cálculo que a resistência última nominal dos aços CA-50 é $f_u = 1,08f_y$. Já a resistência última atual (f_{ut}) dos aços utilizados foi determinada em laboratório e obtiveram-se os resultados expressos na Tabela 3.2.

As letras no nome dos modelos dos conectores representam o tipo de conector, em que S corresponde ao *stud bolt*, R equivale ao conector treliçado retângulo e I se refere ao treliçado isósceles. Já os números correspondem ao diâmetro do conector em milímetros.

Tabela 3.2 – Resistência última dos aços obtida por ensaio (modificado - Barbosa 2016)

Φ (mm)	f_{ut} (MPa)
8,0	663,2
10,0	722,4
12,5	716,6

Com base nesses valores de força resistente para cada conector, é possível realizar uma análise de confiabilidade. Como o dimensionamento dos conectores de cisalhamento não depende do carregamento externo, mas apenas das dimensões e propriedades mecânicas da laje e do perfil metálico, será considerada neste projeto uma seção de viga mista aço-concreto constituída por um perfil metálico W 360x51, de seção compacta, cuja resistência de escoamento (f_y) é igual a 250 MPa, e por uma laje de concreto de 10 cm de espessura e com uma resistência à compressão (f_c) igual a 25 MPa.

Será avaliada a probabilidade de falha dos conectores de cisalhamento, considerando que o seu dimensionamento será feito para se obter uma interação completa da viga mista. Para isso, deve-se obedecer as Equação 3.1, Equação 3.2 e Equação 3.3.

$$R = \sum Q_{Rd} \geq S \quad 3.1$$

$$R = NP \quad 3.2$$

$$S = \min\{A_a f_{yd} ; 0,85 f_{cd} b t\} \quad 3.3$$

Onde N é o número de conectores entre o ponto de momento fletor máximo e momento nulo, P é a força resistente de cada conector, A_a é a área de aço do perfil metálico, f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço do perfil, f_{cd} é a tensão de resistência à compressão do concreto, b é a largura efetiva da laje e t é a espessura da laje.

Nesta etapa, será considerado que a força resistente dos conectores é dada pela média das forças máximas de cada conector para o dimensionamento da viga mista, de forma a se obter uma interação completa, ou seja, $P = P_{\text{cméd}}$.

Dessa forma, é possível calcular o número de conectores necessários, e como este é uma quantidade inteira, arredonda-se a quantidade de conectores calculada para o número inteiro mais próximo acima. Assim, é possível obter uma função de desempenho (G) que é dada pela Equação 3.4, em que, quando $G < 0$ ocorre a falha, porém quando $G > 0$ não há falha e para $G = 0$ tem-se a condição limite.

$$G = R - S \quad 3.4$$

Para a análise de confiabilidade, é necessário determinar os valores de média, coeficiente de variação, desvio padrão e a distribuição das variáveis. Uma vez que o coeficiente de variação é definido a partir da relação entre o desvio padrão e a média, o desvio padrão pode ser obtido a partir dos outros dois parâmetros.

O coeficiente de variação e a distribuição de cada uma das variáveis foram obtidos conforme indicado por Moreira (2017) e JCSS (2001). Esses dados estão expressos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Coeficiente de variação e distribuição de cada variável

Variável	Média	Coeficiente de Variação	Distribuição
Área do Perfil Metálico (A_a)	62,0 cm ²	0,032	Normal
Resistência do Aço (f_y)	250 MPa	0,070	Lognormal
Largura Efetiva (b)	225 cm	0,075	Normal
Espessura da Laje (t)	10 cm	0,040	Normal
Resistência do Concreto (f_c)	25 MPa	0,170	Lognormal

Para os conectores, como só há apenas três pontos a serem analisados para cada espécime, se torna muito difícil avaliar, com base nos dados obtidos, o tipo de distribuição que os conectores seguem. Dessa forma, nesta etapa, adotou-se que a força resistente dos conectores segue uma distribuição normal.

Com os valores da força resistente dos conectores obtidos no ensaio, é possível calcular a média e o desvio padrão para cada um. Dessa forma, com posse da média e do

desvio padrão de todas as variáveis, segue-se para a análise de confiabilidade da viga mista aço-concreto.

Tanto a resistência (R) quanto a solicitação (S) dependem de mais de uma variável, e devem ter as suas médias e desvios padrão calculados. Como será utilizado, para análise de confiabilidade, o método FOSM e o método de simulação de Monte Carlo, os valores de média e desvio padrão serão calculados a partir de uma aproximação em série de Taylor de primeira ordem.

Para isso, dada uma função $Y = Y(X_1, X_2, \dots, X_N)$, é possível calcular a média (μ_Y) e o desvio padrão (σ_Y) a partir de uma aproximação de primeira ordem conforme expresso nas Equação 3.5 e Equação 3.6.

$$\mu_Y = (\mu_{X1}, \mu_{X2}, \dots, \mu_{XN}) \quad 3.5$$

$$\sigma_Y = \left[\sum \left(\frac{\partial Y}{\partial X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right]^{1/2} \quad 3.6$$

Dessa forma, é possível calcular a média e o desvio padrão da resistência e da solicitação para cada caso. Assim, com base no método FOSM, pode-se calcular o índice de confiabilidade β e a probabilidade de falha da viga mista conforme indicado pelas Equação 2-7 e Equação 2-8.

Ao se obter a média, o desvio padrão e a distribuição de cada uma das variáveis, pode-se calcular a probabilidade de falha e, posteriormente, o índice de confiabilidade β com base no método de simulação de Monte Carlo com o uso de um *software* que seja capaz de gerar números aleatórios, como o MatLab, a fim de se avaliar o resultado obtido para a função de desempenho em todas as simulações.

Será gerado então, com base na média, no desvio padrão e na distribuição de cada variável, um número aleatório para cada uma das variáveis. Esses valores serão utilizados para o cálculo da resistência (R) e da solicitação (S). Dada uma quantidade satisfatória de simulações, a probabilidade de falha (P_f) pode ser obtido conforme indicado na Equação 3.7, onde N_f é o número de ocorrência de falhas e N_t é o número total de simulações realizadas.

$$P_f = N_f / N_t \quad 3.7$$

Após se obter a probabilidade de falha da conexão pelo método de Monte Carlo, pode-se calcular o índice de confiabilidade β conforme indicado na Equação 2.9.

Outra análise que será feita se baseia no trabalho apresentado por Melchers (1999) em seu livro, em que é desenvolvida uma relação entre a probabilidade de falha de uma estrutura e a razão entre o valor médio da resistência e o valor médio da solicitação, apresentado aqui como o parâmetro λ_n , conforme expresso na Equação 3.8, onde μ_R é o valor médio da resistência e μ_S é o valor médio da solicitação.

$$\lambda_n = \mu_R / \mu_S \quad 3.8$$

Além disso, tem-se que o valor da resistência na ligação de uma viga mista aço-concreto é dado pelo produto do número de conectores necessários na ligação com o valor da resistência de cada conector. Dessa forma, tem-se a relação indicada na Equação 3.9, onde μ_R é o valor médio da resistência, μ_C é o valor médio da força resistência de cada conector e N é o número de conectores.

$$\mu_R = N \mu_C \quad 3.9$$

Assumindo que a razão entre a média da resistência de cada conector e a média da força solicitante possa ser dada segundo a Equação 3.10.

$$\lambda_0 = \mu_C / \mu_S \quad 3.10$$

É possível reescrever a Equação 3.8 conforme a Equação 3.11.

$$\lambda_n = N \lambda_0 \quad 3.11$$

Melchers (1999) apresenta, então, três gráficos relacionando a probabilidade de falha (P_f) com o parâmetro λ_n . O coeficiente de variação da resistência foi analisado para os valores de 0,05, 0,10, 0,15 e 0,20, enquanto que para a solicitação, considerou-se para o coeficiente de variação os valores de 0,10, 0,20 e 0,30. Para melhor análise dos dados, separou-se cada gráfico em três de maneira a facilitar a visualização, fixando o valor do coeficiente de variação da solicitação e variando o da resistência.

Melchers (1999) considerou, em primeira análise, que a resistência segue uma distribuição Lognormal (LN) e a solicitação uma distribuição Gumbel (EVI) conforme apresentado nos gráficos indicados nas Figura 3.1, Figura 3.2 e Figura 3.3.

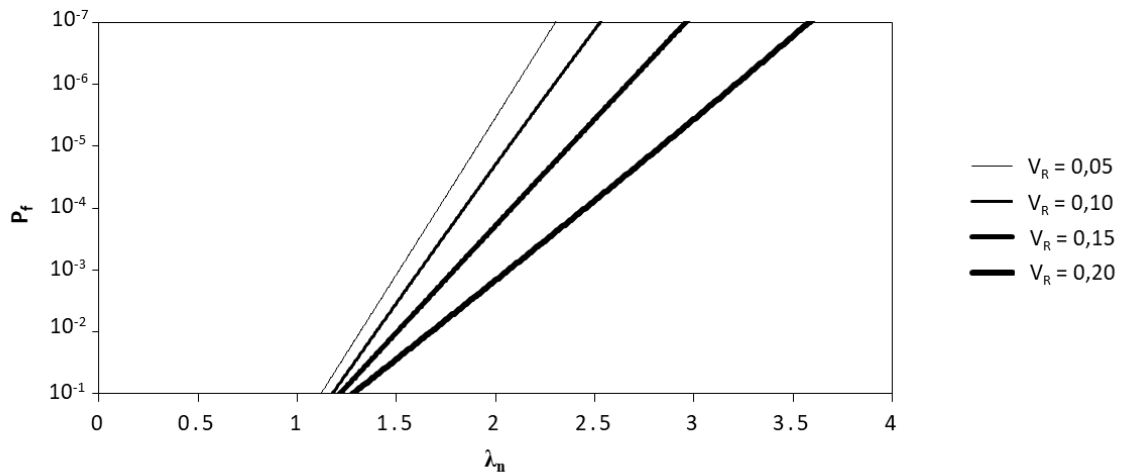


Figura 3.1 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$
(modificado – Melchers, 1999)

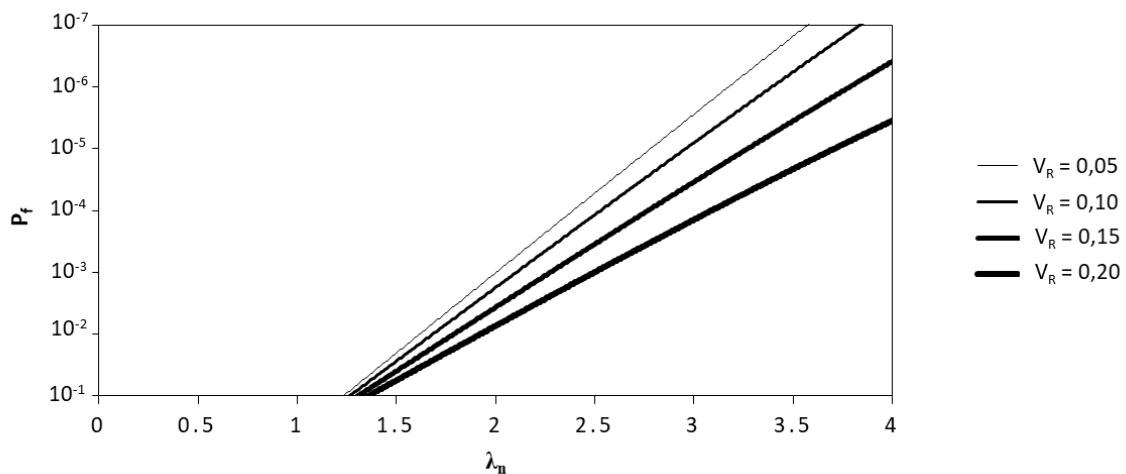


Figura 3.2 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,20$, $R = LN$ e $S = EVI$
(modificado – Melchers, 1999)

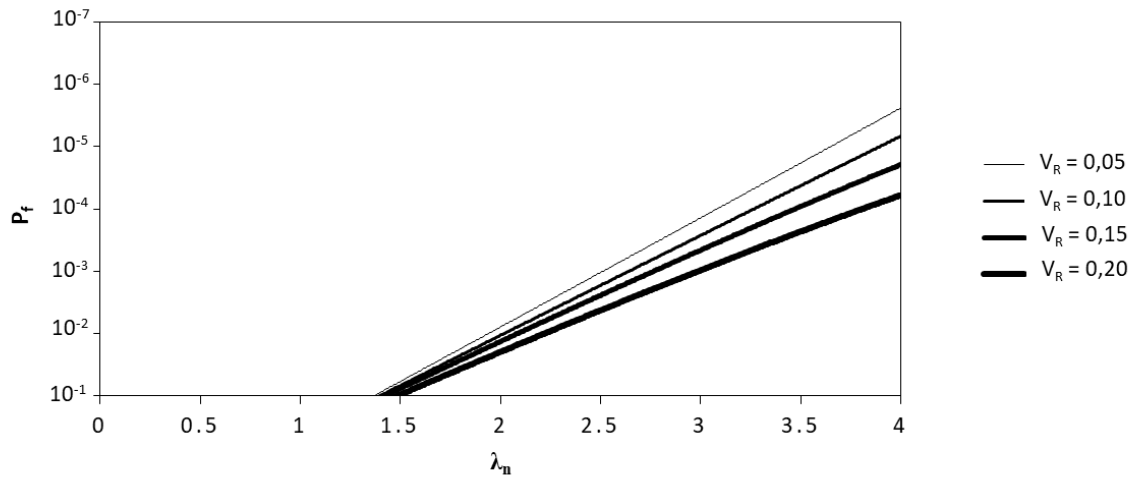


Figura 3.3 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,30$, $R = \text{LN}$ e $S = \text{EVI}$
(modificado – Melchers, 1999)

Todos os gráficos do Melchers (1999) utilizados como base para este trabalho estão apresentados no Anexo C.

Dessa forma, baseado nesses gráficos, buscou-se criar uma relação entre a probabilidade de falha e o número de conectores necessários em uma seção mista aço-concreto. Para isso, utilizaram-se os conectores desenvolvidos por Barbosa (2016), cujos dados se encontram na Tabela 3.1, e a seção mista em que as características se encontram na Tabela 3.3.

Para cada tipo de conector haverá um valor de λ_0 , baseado na resistência dos conectores e da seção mista adotada, logo, a partir da Equação 3.11, é possível criar uma relação entre λ_n e N e então desenvolver um gráfico em que P_f varie em função de N .

Igual que os desenvolvidos por Melchers (1999), adotou-se que a resistência dos conectores segue uma distribuição Lognormal (LN) ou Weibull (EVIII) e que a solicitação segue uma distribuição Gumbel (EVI) ou Weibull (EVIII).

Para a resistência, variou-se o coeficiente de variação entre 0,05, 0,10, 0,15 e 0,20. Já para a solicitação, considerou-se o coeficiente de variação entre 0,10, 0,20 e 0,30. Em cada

um dos gráficos, fixou-se o valor do coeficiente de variação da solicitação, variando o da resistência.

Isso foi feito com o intuito de facilitar a análise de como a probabilidade de falha muda com o valor do coeficiente de variação da resistência, dado o valor do da solicitação, e como isso afeta no número de conectores necessários para garantir o mesmo valor da probabilidade de falha desejada. Por isso, para cada tipo de conector e combinação das distribuições, para a resistência e para a solicitação, foram desenvolvidos três gráficos conforme pode ser visto nos gráficos apresentados no Anexo A.

Além disso, também foram desenvolvidos gráficos que apresentam a variação da probabilidade de falha em função da quantidade de número de conectores para diversos valores de λ_0 , parâmetro este que é obtido segundo a Equação 3.10. A consideração da distribuição da resistência e da solicitação, bem como os valores do coeficiente de variação destes, foi feita da mesma forma que para os demais gráficos apresentados no Anexo A.

O intuito destes gráficos é visualizar como a proporção do valor de resistência de qualquer tipo de conector em relação à força solicitante, a qual depende das características da seção mista adotada, afeta no número de conectores necessários para o mesmo valor de probabilidade de falha.

Assim, dada uma determinada distribuição para a resistência e para a solicitação, e seus respectivos valores de coeficiente de variação, foi possível expressar a relação entre a probabilidade de falha (P_f), o número de conectores (N) e λ_0 , conforme pode ser visto no Anexo B.

4 RESULTADOS

Para a primeira análise deste trabalho, com base nos ensaios realizados por Barbosa (2016) com os conectores do tipo *stud bolt*, treliçados isósceles e treliçado retângulo, seguindo os critérios exigidos pela EN 1994-1-1:2004, obtiveram-se os seguintes resultados para os valores de média e desvio padrão referentes à força máxima de resistência dos conectores, à resistência (R) e à solicitação (S), além do número de conectores calculados e a quantidade adotada para cada tipo de conector.

Tabela 4.1 – Resultado da média e do desvio padrão das variáveis

Modelo do Conector	μ_P (kN)	σ_P (kN)	V_c (%)	$N_{C,calc}$	$N_{C,adot}$	μ_R (kN)	σ_R (kN)	μ_S (kN)	σ_S (kN)
S19	124,63	8,82	0,07	10,8	11	1370,9	96,9	1347,8	103,7
R8	63,20	3,30	0,05	21,3	22	1390,4	72,6	1347,8	103,7
R10	100,60	4,98	0,05	13,3	14	1408,4	69,6	1347,8	103,7
R12,5	173,01	14,59	0,08	7,7	8	1384,1	116,7	1347,8	103,7
I8	74,72	1,46	0,02	18,1	19	1419,6	27,6	1347,8	103,7
I10	115,19	6,00	0,05	11,7	12	1382,3	71,9	1347,8	103,7
I12,5	194,14	1,89	0,01	6,9	7	1359,0	13,2	1347,8	103,7

μ_P : média da força resistente dos conectores;

σ_P : desvio padrão da força resistente dos conectores;

V_c : coeficiente de variação da força resistente dos conectores;

$N_{C,calc}$: número de conectores calculados;

$N_{C,adot}$: número de conectores adotados;

μ_R : média da resistência;

σ_R : desvio padrão da resistência

μ_S : média da solicitação;

σ_S : desvio padrão da solicitação.

Com esses dados, pode-se calcular o índice de confiabilidade β e a probabilidade de falha, tanto para o método FOSM quanto para o de Monte Carlo. Tendo como objetivo comparar os conectores, normalizaram-se os valores obtidos com base no *stud bolt*, ou seja, dividiram-se os números calculados pelo os dados determinados para o *stud bolt*. Dessa forma, os resultados se encontram na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultado do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha normalizado pelos valores obtidos para o *stud bolt*

Modelo do Conector	β_{fosm}	Pf_{fosm} (%)	β_{MC}	Pf_{MC} (%)
S19	1,00	1,00	1,00	1,00
R8	2,07	0,85	2,15	0,84
R10	2,99	0,72	3,27	0,70
R12,5	1,43	0,94	1,66	0,91
I8	4,12	0,58	4,48	0,56
I10	1,68	0,90	1,79	0,89
I12,5	0,76	1,05	0,84	1,02

β_{fosm} : índice de confiabilidade calculado pelo método FOSM;

Pf_{fosm} : probabilidade de falha calculada pelo método FOSM;

β_{MC} : índice de confiabilidade calculado pelo método de Monte Carlo;

Pf_{MC} : probabilidade de falha calculada pelo método de Monte Carlo.

Também é possível visualizar a variação do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha, ambos normalizados com base no conector pino com cabeça, para cada conector através dos gráficos expressos nas Figura 4.1 e Figura 4.2.

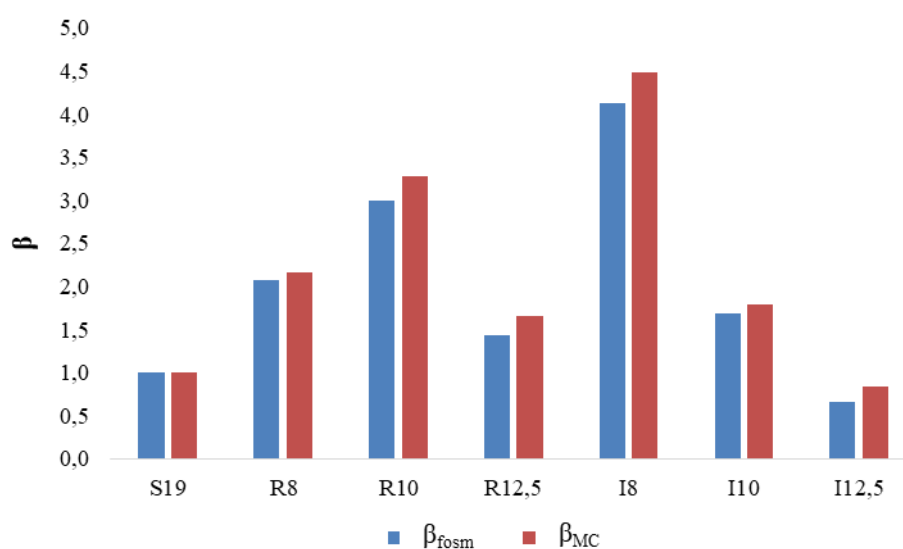


Figura 4.1 – Gráfico da variação do índice de confiabilidade normalizado entre os conectores

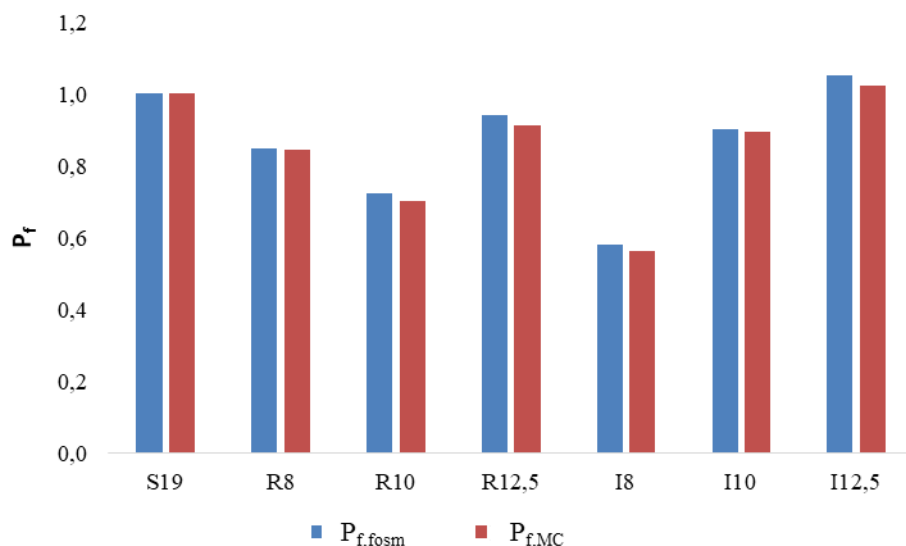


Figura 4.2 – Gráfico da variação da probabilidade de falha normalizada entre os conectores

Observa-se que, apesar de o conector I12,5 apresentar o maior valor de força resistente e o menor desvio padrão entre os conectores, ele é o que apresenta a maior probabilidade de falha. Isso pode ser explicado pelo fato de a resistência (R) ser proporcional ao número de conectores, os quais são variáveis inteiras. Logo, o arredondamento do número de conectores para o próximo valor inteiro acima pode interferir na probabilidade de falha da conexão.

Caso o número de conectores calculados apresente um valor decimal que o aproxime do número inteiro acima, ao realizar o arredondamento, haverá um pequeno aumento de resistência, contribuindo pouco para o aumento do índice de confiabilidade e, consequentemente, para a diminuição da probabilidade de falha.

Já se o número de conectores calculados estiver mais próximo do número inteiro abaixo, ao arredondar para cima, haverá um aumento maior de resistência do que no outro caso, o que acaba por diminuir a probabilidade de falha para este conector nesta situação. Além disso, percebe-se que para essa seção de viga mista, o conector I8 foi o que apresentou o maior valor do índice de confiabilidade, tendo o *stud bolt* apresentado um resultado melhor apenas do que o I12,5.

Os conectores treliçados isósceles são os que apresentaram os maiores valores de força resistente, justamente pelo fato de eles apresentarem, devido às suas geometrias, uma área de corte maior que os treliçados retângulo, o que garante que eles tenham uma resistência maior. Entretanto, para o caso estudado, os conectores do tipo treliçado retângulo R10 e R12,5 apresentaram um índice de confiabilidade maior que os seus correspondentes de mesmo diâmetro do tipo treliçado isósceles.

O conector S19 obteve uma força resistente menor que os conectores R12,5 e o I12,5. Além disso, observou-se também que, excluindo o conector I12,5 dos demais, o conector *stud bolt*, que é, provavelmente, o mais utilizado na conexão de vigas mistas aço-concreto na construção civil, apresentou a maior probabilidade de falha se comparada com os outros conectores.

Para a próxima análise, desenvolveu-se um gráfico que relaciona a probabilidade de falha (P_f) dos conectores e o número de conectores (N) baseado no trabalho realizado por Melchers (1999). Para se obter o valor de N , deve-se calculá-lo a partir da Equação 3.11, se fazendo necessário calcular o valor de λ_0 para cada tipo de conector, o que está indicado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valor de λ_0 para cada tipo de conector

Modelo do Conector	λ_0
S19	0,067
R8	0,035
R10	0,056
R12,5	0,094
I8	0,042
I10	0,065
I12,5	0,112

Com isso, é possível também se obter um gráfico que expressa a relação entre o valor de N e o valor de λ_n , que é o parâmetro expresso nos gráficos de Melchers (1999). No gráfico, a inclinação das retas é igual ao valor de λ_0 para cada tipo de conector, conforme indicado na Figura 4.3.

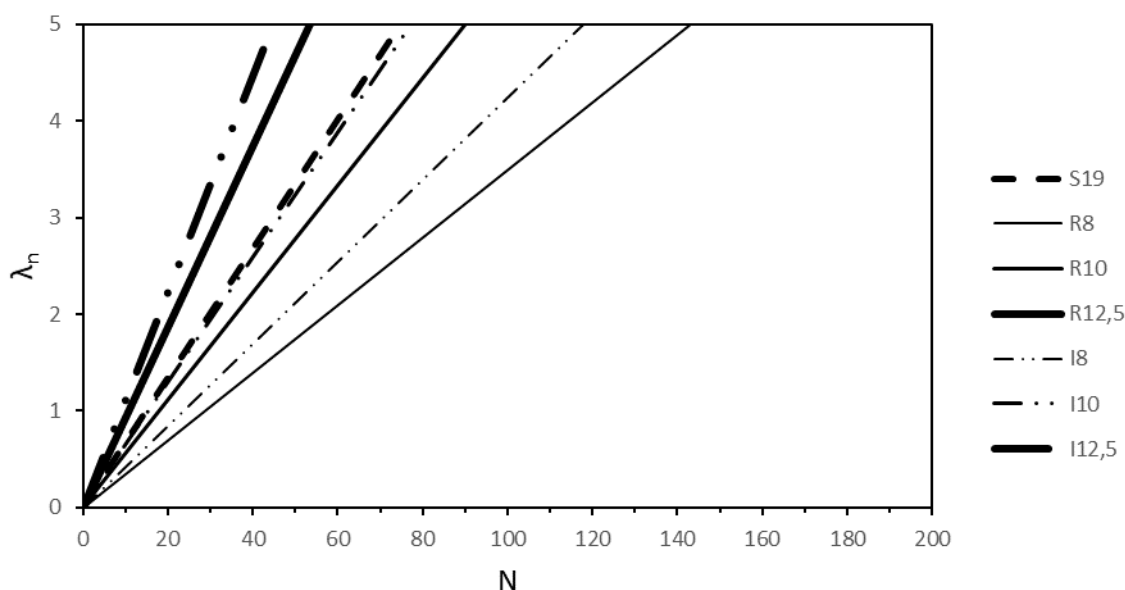


Figura 4.3 – Variação de λ_n em função de N

É possível avaliar então, de acordo com o esperado, que conforme o número de conectores aumenta, a relação entre a média da resistência e a média da solicitação, indicado por λ_n , também aumenta.

Pode-se avaliar também que, para se obter o mesmo valor de λ_n , os conectores de 8 mm, dados por R8 e I8, necessitam de mais conectores que os de 10 mm e 12,5 mm, uma vez que apresentam uma força resistente de cada conector menor que os seus equivalentes de maior diâmetro, valendo do mesmo princípio para os conectores de 10 mm em comparação com o de 12,5 mm.

Através desse gráfico também é possível avaliar a capacidade resistente dos conectores treliçados de 12,5 mm em comparação com o *stud bolt* (S19), os quais apresentam uma força resistente maior. Para o caso de $\lambda_n = 3$, o conector S19 requer cerca de 40 conectores, o R12,5 aproximadamente 30 conectores e o I12,5 apenas uns 25 conectores.

Com base nesses dados, pode-se relacionar o valor de P_f em função de N conforme indicado nos gráficos expressos nas Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6, nos quais estão indicado essa relação para o caso em que a resistência segue uma distribuição do tipo Lognormal e a solicitação, do tipo Gumbel, dado o conector I12,5. Os demais gráficos para os outros casos de combinação das distribuições e para outros tipos de conectores estão indicados no Anexo A.

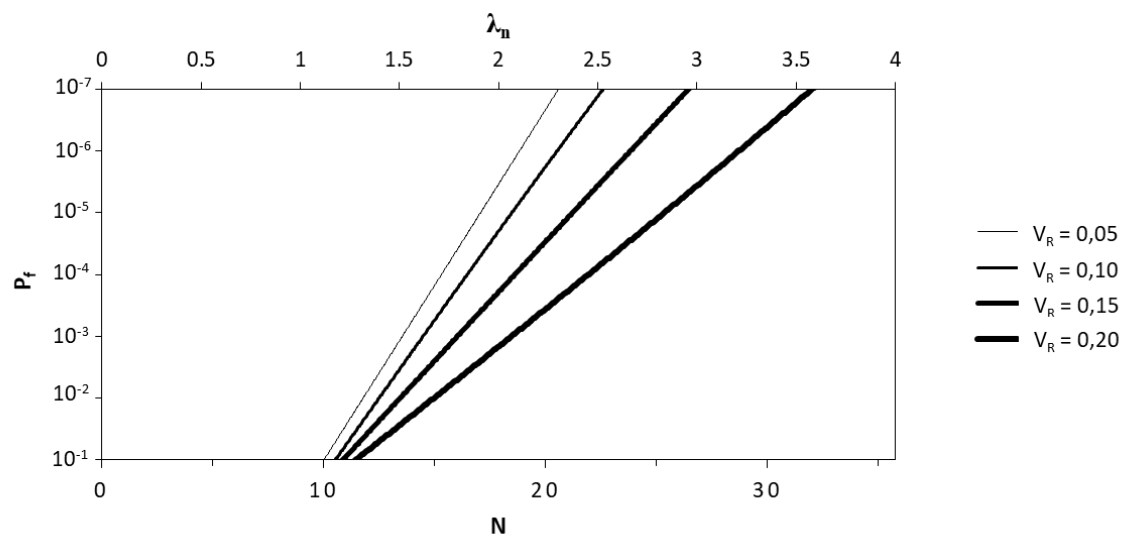


Figura 4.4 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

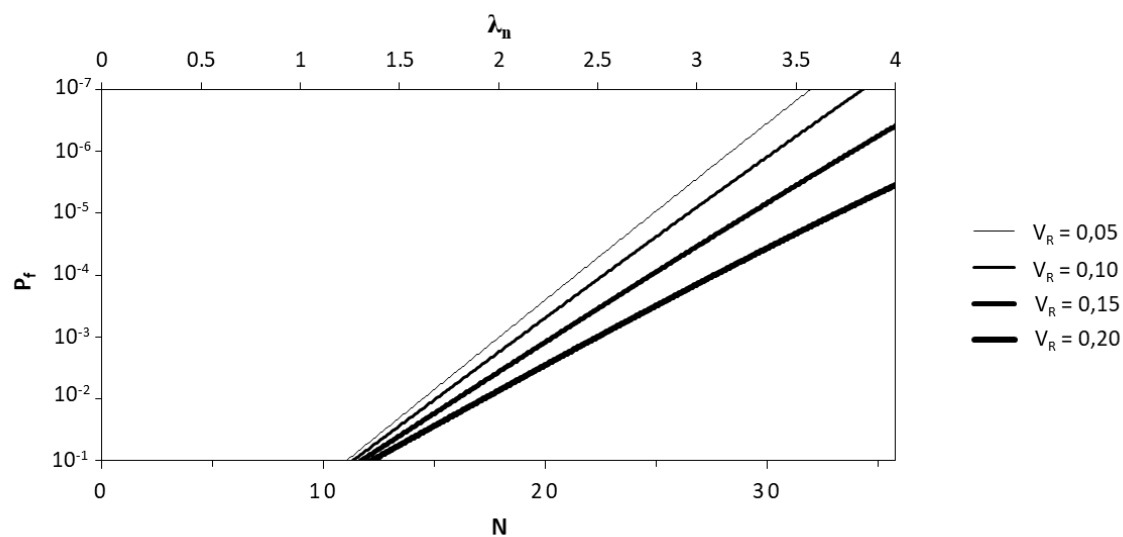


Figura 4.5 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

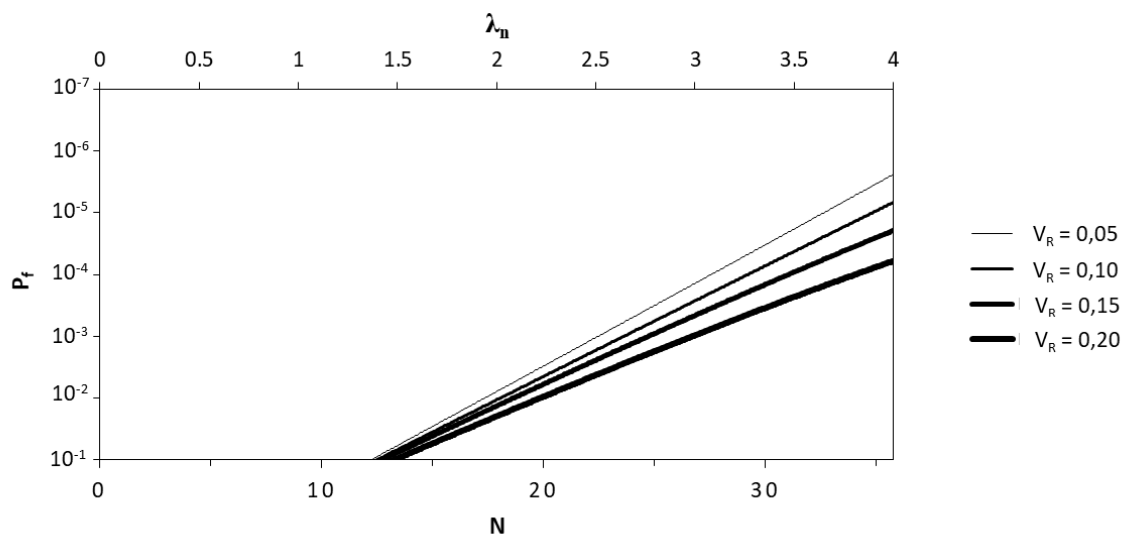


Figura 4.6 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A partir desses gráficos é possível extrair que quanto maior o valor do coeficiente de variação da resistência (V_R) e do coeficiente de variação da solicitação (V_S) mais conectores são necessários para se obter o mesmo valor da probabilidade de falha utilizando-se do mesmo conector.

Além disso, o tipo de distribuição que a resistência e a solicitação seguem afeta significativamente no número de conectores necessários para uma determinada probabilidade de falha.

Comparando o resultado obtido na Figura 4.4 com o da Figura A.40, em que em ambos a resistência segue uma distribuição do tipo Lognormal com $V_S = 0,10$, mas que no primeiro a solicitação segue uma distribuição do tipo Gumbel e a segunda do tipo Weibull, percebe-se que, dado $V_R = 0,05$, para se obter probabilidades de falhas maiores, ambos requerem um número bastante próximo de conectores.

Entretanto, sendo necessário obter uma probabilidade de falha muito pequena, o caso em que a solicitação segue uma distribuição do tipo Gumbel irá requerer um maior número de conectores caso siga uma distribuição do tipo Weibull.

Avaliando agora a Figura 4.4 e a Figura A.61, em que a solicitação em ambas segue uma distribuição do tipo Gumbel, com $V_S = 0,10$, mas que na primeira a resistência segue uma distribuição do tipo Lognormal e na segunda segue do tipo Weibull, nota-se que para

valores do coeficiente de variação da resistência baixos, próximo de 0,05, em ambos os casos irá requerer aproximadamente o mesmo número de conectores.

Contudo, caso o coeficiente de variação da resistência aumente, a que segue a distribuição do tipo Weibull irá requerer mais conectores do que a que segue a distribuição do tipo Lognormal para se obter o mesmo valor de P_f .

No caso em que se tenha o coeficiente de variação da resistência e o da solicitação igual a 0,10 e a resistência siga uma distribuição do tipo Lognormal e a solicitação, do tipo Gumbel, conforme indicado na Figura 4.7, pode-se observar diretamente o aumento de número de conectores necessários, para se ter a mesma probabilidade de falha quando reduz-se a bitola dos conectores treliçados.

Pode-se perceber também que os conectores treliçados de 12,5 mm requerem menos conectores que o do tipo *stud bolt* para se ter a mesma probabilidade de falha. Este último conector apresenta uma resistência mais próxima dos conectores treliçados de 10 mm, principalmente do conector treliçado isósceles.

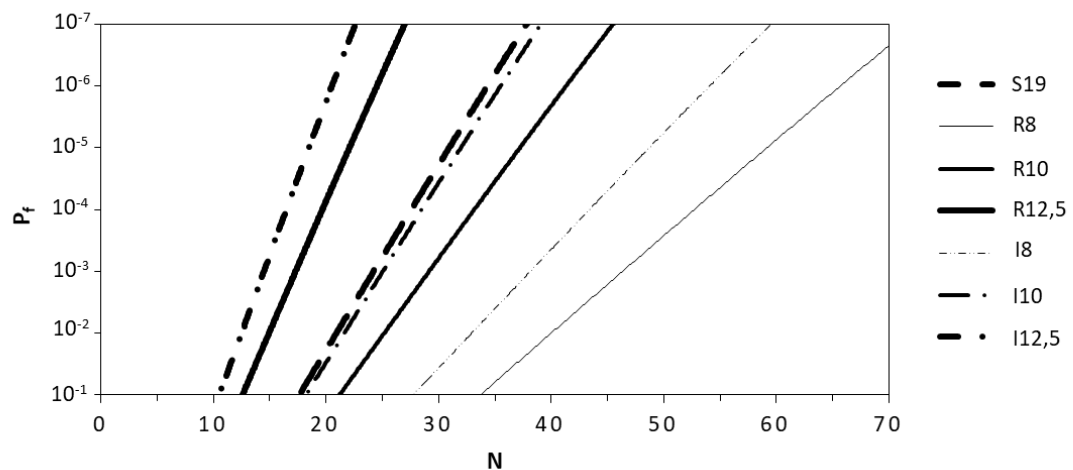


Figura 4.7 – Relação de P_f em função de N dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com $V_S = 0,10$ e $V_R = 0,10$ para os sete tipos de conectores

A análise realizada anteriormente foi exclusiva para os tipos de conectores estudados, os quais foram desenvolvidos por Barbosa (2016). Entretanto, buscou-se realizar uma comparação da probabilidade de falha e o número de conectores para qualquer tipo de

conector, relacionando apenas a resistência do conector com a resistência da solicitação, indicado por λ_0 .

Um caso específico, em que a resistência segue uma distribuição do tipo Lognormal e a solicitação, do tipo Gumbel, estão indicados na Figura 4.8. Para outros tipos de distribuições e outros valores de V_R e V_S , ver Anexo B.

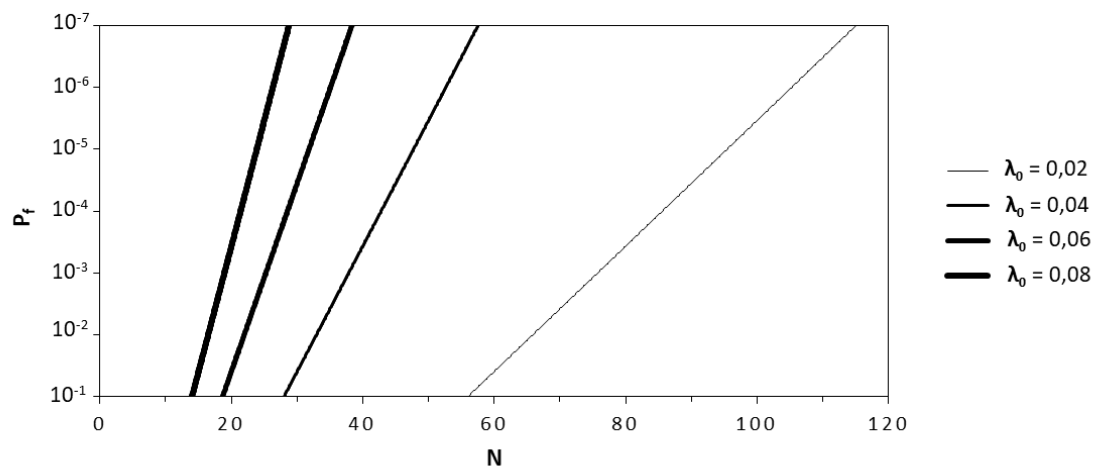


Figura 4.8 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,10$

A partir do gráfico apresentado na Figura 4.8, pode-se perceber que quanto maior for o valor de λ_0 , menos conectores se fará necessário para se obter a mesma probabilidade de falha, o que já era esperando. Contudo, este gráfico permite avaliar de forma rápida o tipo de conector necessário e a sua quantidade para se obter uma determinada probabilidade de falha conhecido o valor da solicitação.

Por exemplo, dada uma viga mista aço-concreto em que a média da força solicitante seja igual a 1500 kN, a resistência siga uma distribuição do tipo Lognormal e a solicitação, do tipo Gumbel, se deseje obter uma probabilidade de falha igual a 10^{-5} e o número mínimo de conectores exigidos por norma, devido à questão de espaçamento máximo, por exemplo, seja de 30 conectores, a partir da Figura 4.8 sabe-se que se faz necessário utilizar um conector cujo valor de λ_0 seja igual a 0,06, ou seja, o conector deve ter uma resistência igual a 90 kN.

Como para o dimensionamento as normas exigem um espaçamento máximo, estabelecendo indiretamente um número mínimo de conectores para uma determinada viga,

com base neste exemplo, percebe-se que utilizar um conector de resistência maior que 90 kN será desnecessário, pois esse ganho de resistência não pode ser compensado diminuindo o número de conectores.

Em muitos casos, a relação entre a média da resistência e a média da solicitação não são tão importantes, sendo mais relevante a relação entre os seus valores característicos, expresso neste trabalho através do parâmetro λ_k conforme indicado na Equação 4.1, onde R_k é a resistência característica, S_k é a solicitação característica e λ_k é o coeficiente de segurança característico.

$$\lambda_k = \frac{R_k}{S_k} \quad 4.1$$

Com isso, é possível perceber que, diferente da proposta apresentada na Figura 4.8, em que se relacionava apenas a média, o valor de λ_k irá depender do tipo de distribuição da resistência e da solicitação, bem como seus coeficientes de variação. Como a resistência e a solicitação características são dadas como os valores que apresentam uma determinada probabilidade de serem ultrapassados ou não, dependendo se está se referindo à resistência ou à solicitação, tem-se que o seu valor irá depender de dados probabilísticos.

Dessa forma, o gráfico indicado na Figura 4.9 mostra essa relação para o caso em que a resistência segue uma distribuição do tipo Lognormal e a solicitação, do tipo Gumbel, com o coeficiente de variação da resistência igual a 0,10 e o da solicitação, 0,10.

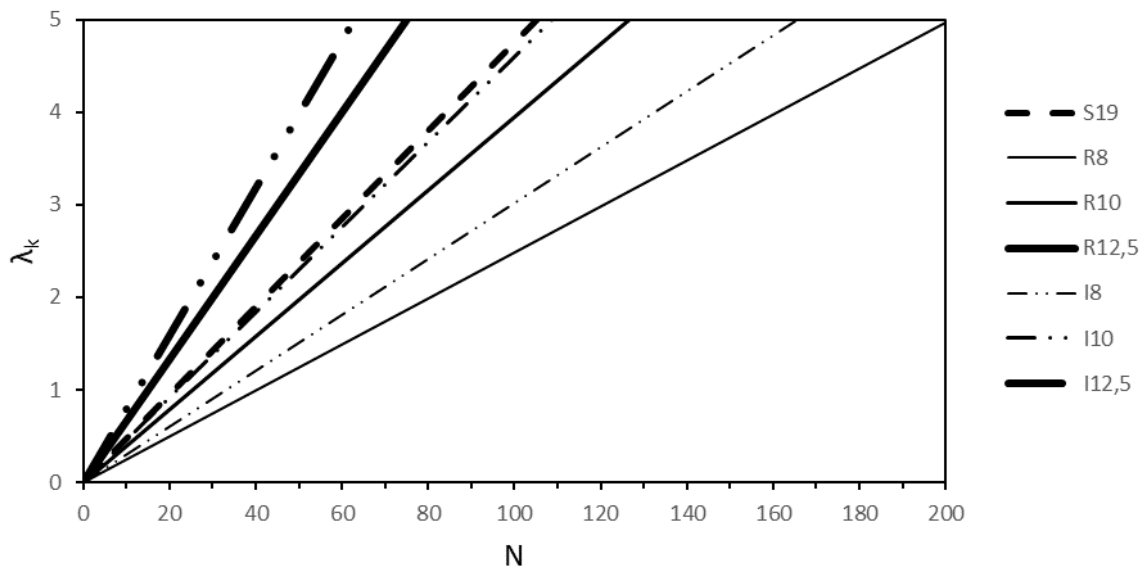


Figura 4.9 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,10$, $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$

Os demais gráficos em que se varia o coeficiente de variação da resistência e da solicitação estão indicados no Anexo D.

Dessa forma, nota-se que quanto maior o valor do coeficiente de variação da resistência e da solicitação, maior será o número de conectores necessários para se obter o mesmo valor de λ_k .

5 ESTUDO DE CASO DE UM PROJETO

Com base na seção mista adotada neste trabalho, cujas características se encontram na Tabela 3.3, e nos dados experimentais obtidos para os conectores aqui estudados, desenvolvidos por Barbosa (2016) e apresentado na Tabela 3.1, calculou-se o número de conectores necessários para seção mista aço-concreto em questão para os sete tipos de conectores estudados, o *stud bolt*, os treliçados isósceles e os treliçados retângulo.

O dimensionamento deve ser feito segundo a Equação 3.1 e, para isso, deve-se obter o valor da resistência característica (P_{Rk}) de cada conector e depois o valor da resistência de cálculo (P_{Rd}). Dessa forma, o dimensionamento foi feito a partir de três métodos. No 1º Método de dimensionamento, os valores de P_{Rk} e P_{Rd} foram obtidos segundo a norma europeia EN 1994-1-1:2004, conforme indicado, respectivamente, na Equação 2.2 e na Equação 2.1. No 2º Método de dimensionamento, considerou-se como se não houvesse os dados de tração do aço. Dessa forma, o valor de P_{Rk} foi calculado segundo a Equação 2.2, que segue a EN 1994-1-1:2004. Já o valor de P_{Rd} foi calculado dividindo o valor da resistência característica pelo coeficiente de 1,25, conforme indicado na Equação 5.1. O valor deste coeficiente também é utilizado na NBR 8800:2008 para o cálculo da resistência de cálculo dos conectores.

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad 5.1$$

No 3º Método, e último, de dimensionamento, se baseou em calcular a resistência característica dos conectores a partir dos dados experimentais obtidos por Barbosa (2016) e do tipo de distribuição assumido para os conectores. Assim, a partir do valor médio da resistência dos conectores, calculou-se a resistência característica (P_{Rk}), a qual é dada pelo valor cuja probabilidade de a resistência ser menor do que ele é igual 5%.

Para isso, utilizou-se o parâmetro k_R que ao multiplicar pela média da resistência (μ_R) tem como resultado a resistência característica (P_{Rk}). Entretanto, esse coeficiente depende do coeficiente de variação da resistência e da sua distribuição. Os seus valores estão indicados na Tabela 5.1

Tabela 5.1 – Valores do parâmetro k_R para diferentes tipos de distribuição e coeficientes de variação (modificado – Melchers, 1999)

Tipo de distribuição	Coeficiente de variação (V_R)				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Normal	0,8355	0,6710	0,5065	0,3421	0,1176
Lognormal	0,8445	0,7080	0,5910	0,4927	0,4112
Gumbel	0,8694	0,7389	0,6083	0,4778	0,3472
Weibull	0,7169	0,6470	0,4979	0,3736	0,2747

Com isso, o valor da resistência característica é calculado como indicado na Equação 5.2.

$$P_{Rk} = \mu_R k_R \quad 5.2$$

O valor dos coeficientes de variação (V_c) de cada um dos conectores estão apresentados na Tabela 4.1. Para este caso, considerou-se que a força de resistência dos conectores segue uma distribuição do tipo Lognormal.

Entretanto, o coeficiente de variação dos conectores não se encontra na Tabela 5.1, portanto, fez-se o seguinte gráfico, indicado na Figura 5.1, que relaciona o coeficiente k_R e o valor do coeficiente de variação e, a partir de uma regressão linear, cuja equação está indicada no gráfico, obteve-se o valor de k_R para cada um dos conectores.

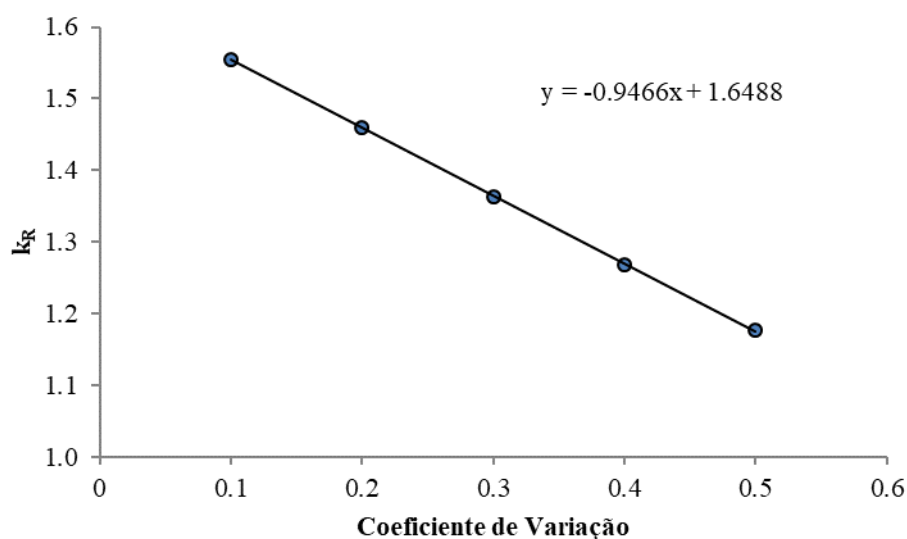


Figura 5.1 – Variação de k_R em função do coeficiente de variação para uma distribuição do tipo Lognormal

Dessa forma, foi possível realizar o dimensionamento para uma seção de viga mista aço-concreto cujas características estão apresentadas nas Tabela 3.1, Tabela 3.3 e Tabela 4.1. Conforme metodologia apresentada, o dimensionamento foi feito com base nos 3 métodos de cálculo apresentados e o resultado está indicado tanto na Tabela 5.2 quanto na Figura 5.2, sendo P_{Rk} a força resistente característica de cada conector, P_{Rd} a força resistente de cálculo de cada conector e N_c o número de conectores calculados.

Tabela 5.2 – Cálculo do número de conectores para os três métodos de dimensionamento

Modelo do Conector	1º Método			2º Método			3º Método		
	P_{Rk} (kN)	P_{Rd} (kN)	N_c	P_{Rk} (kN)	P_{Rd} (kN)	N_c	P_{Rk} (kN)	P_{Rd} (kN)	N_c
S19	103,6	62,5	22	103,6	82,9	17	113,1	90,5	15
R8	54,2	35,3	39	54,2	43,3	32	58,9	47,1	29
R10	86,1	51,5	27	86,1	68,9	20	94,1	75,2	18
R12,5	145,1	87,5	16	145,1	116,1	12	154,1	123,3	11
I8	65,8	42,9	32	65,8	52,6	26	72,8	58,2	24
I10	100,2	59,9	23	100,2	80,2	17	107,3	85,9	16
I12,5	173,3	104,5	13	173,3	138,7	10	191,6	153,3	9

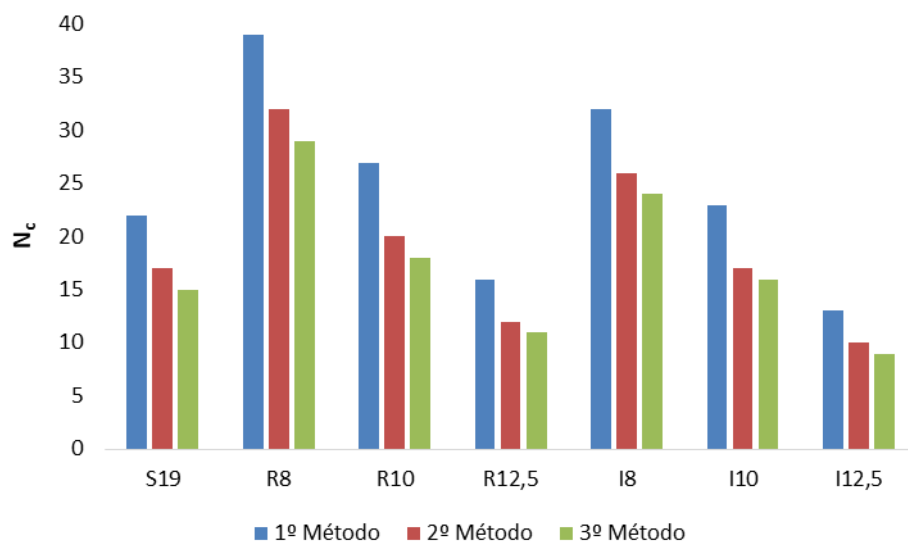


Figura 5.2 – Cálculo do número de conectores para os três métodos de dimensionamento

O número de conectores calculados pelo o 1º Método foi maior que pelos demais, entretanto, o valor da resistência última à tração dos aços utilizados nos conectores raramente é obtido na prática, apesar de ser considerado na EN 1994-1-1:2004.

Já o 2º Método e o 3º Método são os mais usuais de serem realizados na prática da engenharia, em que a resistência de cálculo é obtida apenas dividindo o valor da resistência característica por um coeficiente determinado por norma.

A diferença é que a resistência característica calculada pelo 2º Método é obtida através da Equação 2.2, enquanto que no 3º Método é obtida a partir de dados probabilísticos, como o tipo de distribuição das variáveis e seus valores de média e desvio padrão, o que muitas vezes, na prática, não é de conhecimento do engenheiro.

Mesmo assim, é possível perceber que o número de conectores calculados pelo 3º Método é o menor dos três, o que demonstra que conhecer as características das variáveis, como o tipo de distribuição e o coeficiente de variação, permite realizar um dimensionamento mais econômico. Contudo, a obtenção desses parâmetros não é feita na prática e possui um custo maior, porém pode ser compensado pela economia que será obtida na diminuição do número de conectores necessários na viga mista.

O número de conectores calculados se refere à quantidade necessária a ser colocada entre o ponto de momento nulo e momento máximo, independente desta distância ou do vão da viga, devendo os conectores ter um espaçamento constante ao longo da viga. Dessa forma, no caso adotado, como a viga foi considerada biapoiada, o número de conectores calculados se refere à quantidade que haverá entre o apoio e a metade da viga, pois são os locais onde se encontra o momento nulo e máximo, respectivamente, dadas as condições de contorno da viga. Assim, tem-se que para cada viga, o número de conectores necessários será igual ao dobro do que foi calculado.

Com isso, é possível perceber que, caso se conheça todos os parâmetros probabilísticos das variáveis envolvidas no cálculo, o dimensionamento pode passar a ser feito com base nas probabilidades de falhas ou pelo índice de confiabilidade β , conforme valor exigido por algumas normas, como, por exemplo, o indicado na Tabela 2.2. Dessa forma, os gráficos apresentados neste trabalho, no Anexo A e no Anexo B, podem ser utilizados como base para o dimensionamento do número de conectores necessários para uma viga mista aço-concreto, caso as características das variáveis coincidam com o indicado, respeitando a probabilidade de falha exigida por norma e garantindo a segurança, desempenho e economia na estrutura da edificação.

6 CONCLUSÃO

As vigas mistas aço-concreto têm se mostrado como uma ótima solução para estruturas em que se necessita vencer grandes vãos com pequenas dimensões de sua seção transversais, principalmente a altura. Contudo, a confiabilidade desse elemento estrutural depende do trabalho conjunto entre o aço e o concreto, o que é feito com a instalação de conectores de cisalhamento.

O tipo de conector mais utilizado atualmente na construção civil é o tipo pino com cabeça, conhecido como *stud bolt*. Este apresenta grandes vantagens, como, por exemplo, a grande velocidade de execução. Entretanto, ele tem como desvantagem o alto custo de implantação, devido principalmente à necessidade de equipamentos especiais para a instalação desses conectores.

Dessa forma, surgem vários tipos de conectores novos que buscam atender às necessidades da construção civil, tanto em relação a custo e a segurança. Nisso, Barbosa (2016) apresenta um novo tipo de conector que apresenta grande força resistência, fazendo com que diminua a quantidade de conectores necessários se comparado com o *stud bolt*, e maior facilidade de execução, sem a necessidade de equipamentos especiais.

Esses conectores apresentados por Barbosa (2016) têm o formato de um triângulo, havendo dois modelos. Um dos conectores é o treliçado retângulo e o outro o treliçado isósceles. Ambos apresentam propriedades semelhantes ao *stud bolt*, como, por exemplo, o fato de poderem ser considerados dúcteis.

Barbosa (2016) realizou ensaios de cisalhamento direto, conhecido como *push-out*, conforme a norma EN 1994-1-1:2004, tanto para os conectores treliçados como para o *stud bolt*. Barbosa (2016) variou o diâmetro das barras utilizadas para confeccionar os conectores treliçados.

Observou-se que, no geral, os conectores treliçados isósceles alcançaram uma força resistente maior que os treliçados retângulo, se mostrando mais eficientes. Além disso, os conectores treliçados de diâmetro igual a 12 mm apresentaram maior força resistente se comparado ao *stud bolt*, o qual possui 19 mm de diâmetro, mostrando que os novos tipos de conectores são mais resistentes que o tipo pino com cabeça, necessitando de uma menor quantidade de conectores para garantir a interação completa da viga mista.

A partir de um estudo de confiabilidade realizado com base nos dados experimentais apresentados por Barbosa (2016), notou-se que os conectores treliçados, com exceção do

treliçado isósceles de 12,5 mm, para o caso estudado, apresentaram um maior valor do índice de confiabilidade e, conseqüentemente, menor valor de probabilidade de falha.

Com isso, nota-se que esses novos tipos de conectores apresentados por Barbosa (2016) possuem um maior grau de confiança no dimensionamento de vigas mistas aço-concreto, além de serem mais fáceis de serem executados e possuírem um menor custo de implantação.

Além disso, nota-se que conhecer as variáveis que envolvem o dimensionamento de uma estrutura, como, por exemplo, o cálculo do número de conectores necessários em uma viga mista, faz com que o dimensionamento seja mais econômico e consiga atender aos valores mínimos de probabilidade de falha, garantindo a segurança do elemento estrutural.

Contudo, a obtenção desses dados probabilísticos pode ser uma tarefa bastante difícil na prática da engenharia, resultando em métodos de cálculo mais simples. Dessa forma, percebe-se que o método de dimensionamento realizado atualmente está a favor da segurança e apresenta bons resultados. Entretanto, caso o dimensionamento fosse baseado em um método probabilístico, o cálculo estrutural seria mais econômico, mantendo a segurança e o desempenho do elemento estrutural.

7 TRABALHO FUTURO

Para trabalhos futuros, sugere-se a realização das seguintes atividades:

- Realizar um maior número de ensaios de cisalhamento direto nos conectores apresentado de maneira a conseguir obter o tipo de distribuição que os conectores seguem e a sua média e coeficiente de variação de maneira mais precisa;
- Avaliar a influência dos critérios de cálculo para a obtenção da resistência de cálculo dos conectores, segundo a norma EN 1994-1-1:2004, no índice de confiabilidade e a probabilidade de falha, quando feito o dimensionamento de vigas mistas;
- Calcular o número de conectores necessário para uma determinada viga mista de aço-concreto com base em um método probabilístico e comparar com o método dos Estados Limites.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto. 2000. 296p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Publicação Interna: Cadernos de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, vol. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

Ang, A. H-S.; Tang, W. H. (1984). Probability Concepts in Engineering Planning in Design – Decision, risk and reliability, Vol. II, John Wiley & Sons, 562p, EUA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro.

BARBOSA, W. C. S. (2016). Estudo de Conectores de Cisalhamento em Barras de Aço para Vigas Mistas de Aço-Concreto. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 008A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 511p.

BARBOSA, W. C. S.; BEZERRA, L. M. Conectores De Cisalhamento Em Barras De Aço Para Vigas Mistas De Aço-Concreto. CILAMCE, Florianópolis, nov. 2017.

BARBOSA, W. C. S.; BEZERRA, L. M.; CAVALCANTE, O. R. O.; (2017). Truss-type shear connectors in composite steel-concrete beams. Journal of Constructional Steel Research.

CASTANHEIRA, A. M. Avaliação da Confiabilidade de Vigas Metálicas Dimensionadas pela NBR 8800. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Departamento de Engenharia Civil, Ouro Preto/MG, 2004.

CHATER, L. Estudo numérico e experimental de conectores de cisalhamento feitos de vergalhão CA-50 para uso em estrutura mista aço-concreto. Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília - UnB. Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil. Brasília/DF, 2015.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), EN 1990 – Europe: Basis of Structural Design, 2002.

DAVID, D. L. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. 2007. 250p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DIAS, M. S. F., (2018). Análise Do Comportamento Térmico De Vigas Mistas Aço-Concreto Submetidas A Incêndio. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense – Uenf, Campos dos Goytacazes, 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2002). EN 1990:2002+A1: Eurocode – Basis of Structural design.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004). EN 1994-1-1: Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures; Part 1.1: General rules and rules for buildings.

JCSS (2000); JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. JCSS: Probabilistic Model Code, Part 1: Basis of design, 2000.

JCSS (2001); JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. JCSS: Probabilistic Model Code, Part 3: Resistance models, 2001.

MALITE, M. Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios. 1990. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

MOREIRA, I. F.; PANTOJA, J. C. Análise De Confiabilidade De Vigas Mistas Via NBR 8800:2008. CILAMCE, Rio de Janeiro, nov. 2015.

MOREIRA, I. de F. (2017). Análise De Confiabilidade Estrutural Dos Modos De Falha De Vigas Mistas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação 27A/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185p.

TRISTÃO, G. A.; (2002). Comportamento de Conectores de Cisalhamento em Vigas Mistas Aço-Concreto com Análise da Resposta Numérica. Dissertação de Mestrado em Estruturas. EESC-USP.

MELCHERS, Robert E.. Structural Reliability Analysis Prediction. 2. ed. Wiley, 1999. 456 p.

MUHIT, I. B., (2015). Various Types of Shear Connectors in Composite Structures: A Review.

NARDIN, S. *et al*, (2008). Comportamento Conjunto Em Elementos Mistos De Aço E Concreto: Dispositivos Mecânicos, 11p.

OEHLERS, D.J. (1989). Splitting induced by shear connectors in composite beams. Journal of Structural Engineering. v.115, n.2, p.341-362.

PANTOJA, J. da C. Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. Tese de doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Rio de Janeiro/RJ, 2012.

PANTOJA, J. da C *et al*. Avaliação de segurança de punção em lajes sem armadura de cisalhamento via análise de confiabilidade. Congresso Ibero Latino Americano de Métodos Computacionais para Engenharia – CILAMCE XXXVI, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

PFEIL, W. C.; PFEIL, M. S., (2009). Estruturas de Aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC.

SAKAMOTO, B. S. Análise de confiabilidade estrutural utilizando o método FORM com múltiplos modos de falha para edifício alto submetido à ação do vento. 2016. 92p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2016.

VAZ, L. E. Análise de Confiabilidade - DME, Escola Politécnica da UFRJ, Notas de Aula, Rio de Janeiro, RJ, 2011.

VERÍSSIMO, G. S., 2007. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Tese de Doutorado em Estrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 290p.

ANEXO A

PROBABILIDADE DE FALHA (P_f) EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE CONECTORES (N) E DA RELAÇÃO DE R/S (λ_n) PARA OS TIPOS DE CONECTORES E SEÇÃO TRANSVERSAL ESTUDADOS

A.1 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

A.1.1 Conector do tipo *Stud Bolt* de 19 mm (S19)

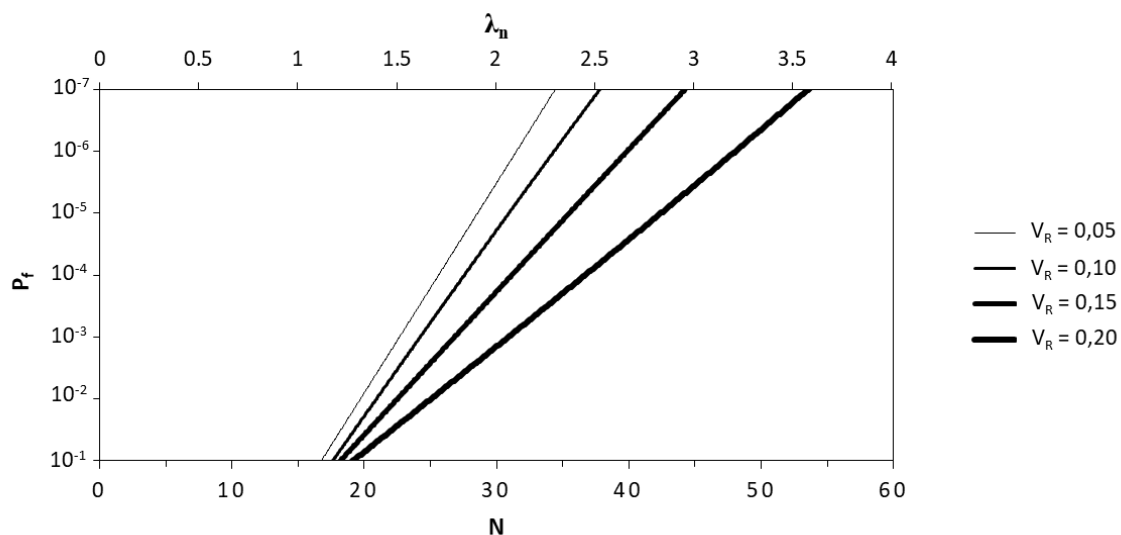


Figura A.1 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

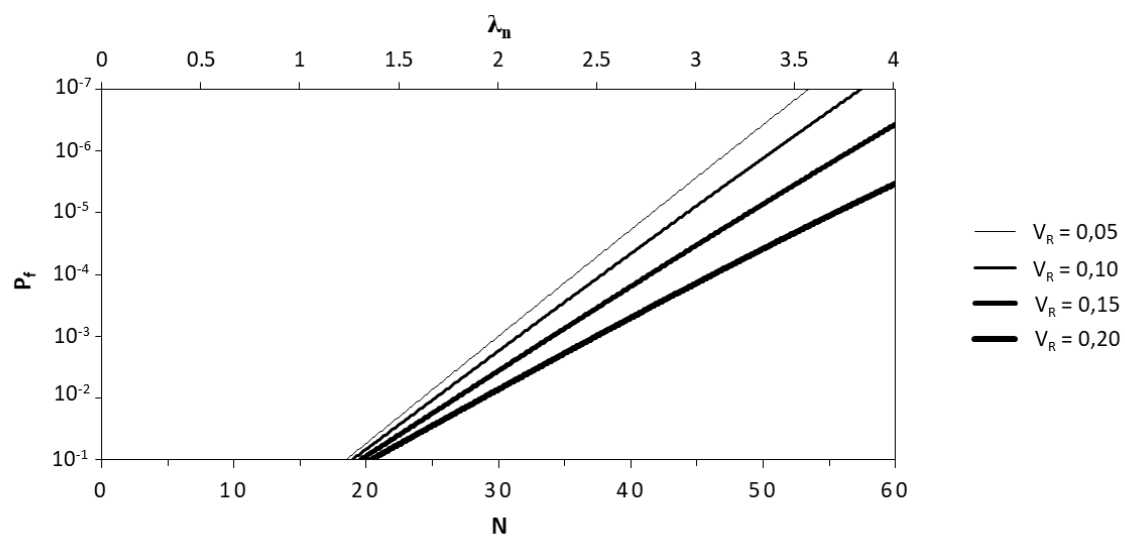


Figura A.2 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

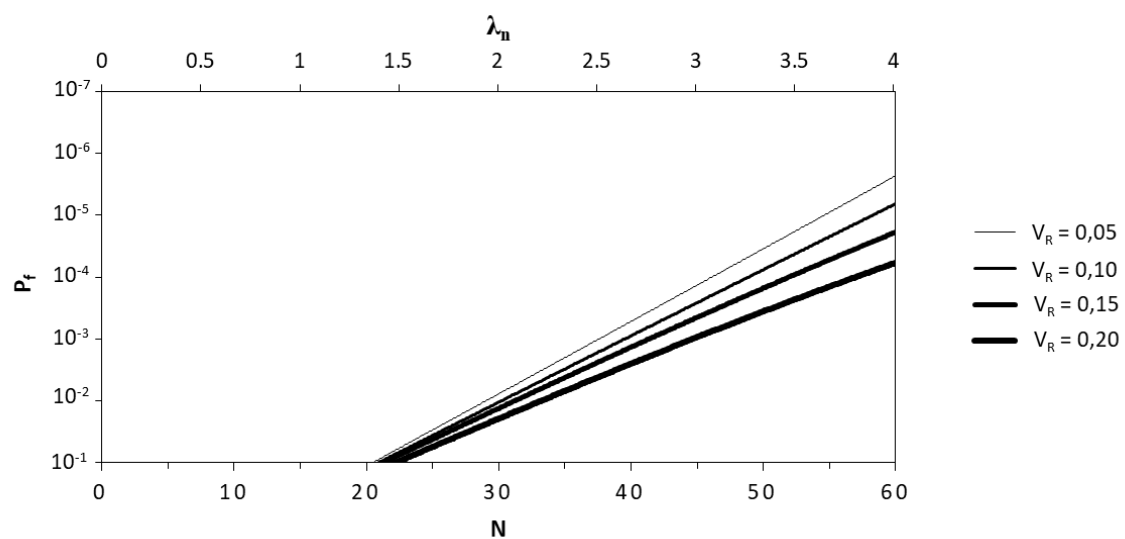


Figura A.3 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.1.2 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 8 mm (R8)

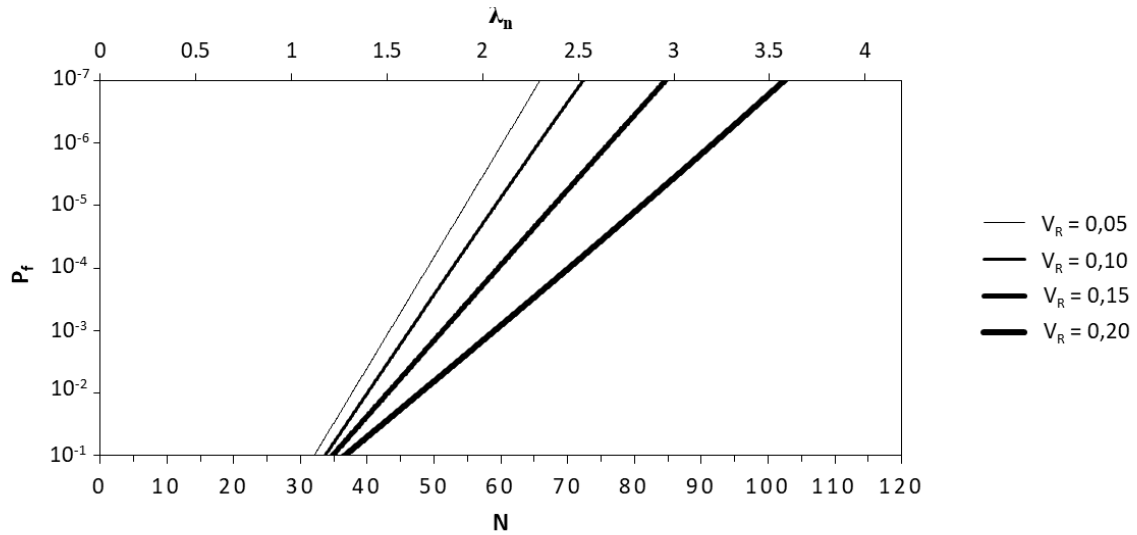


Figura A.4 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solitação (V_S) de 0,10

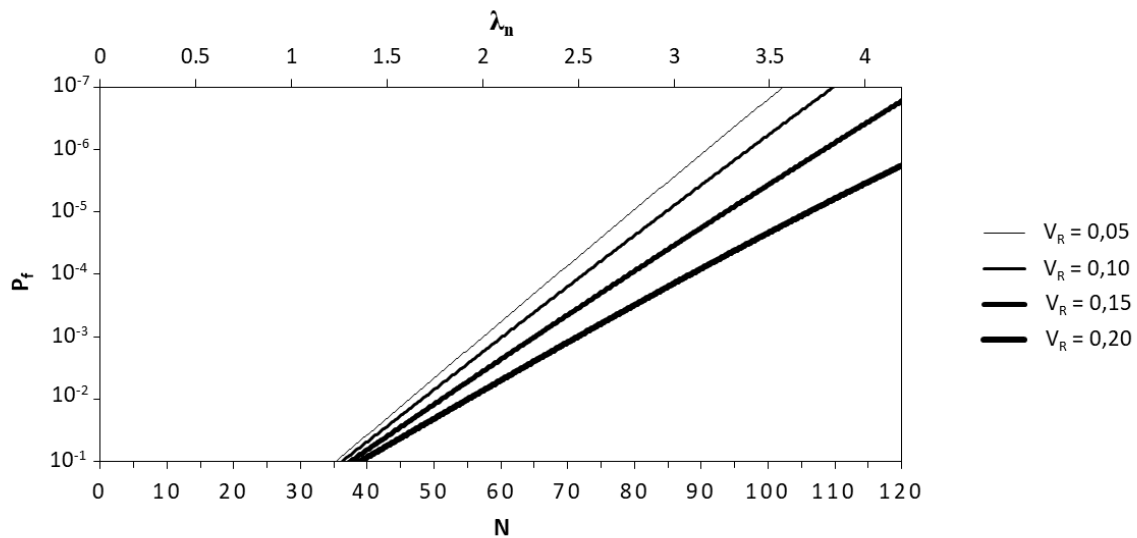


Figura A.5 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solitação (V_S) de 0,20

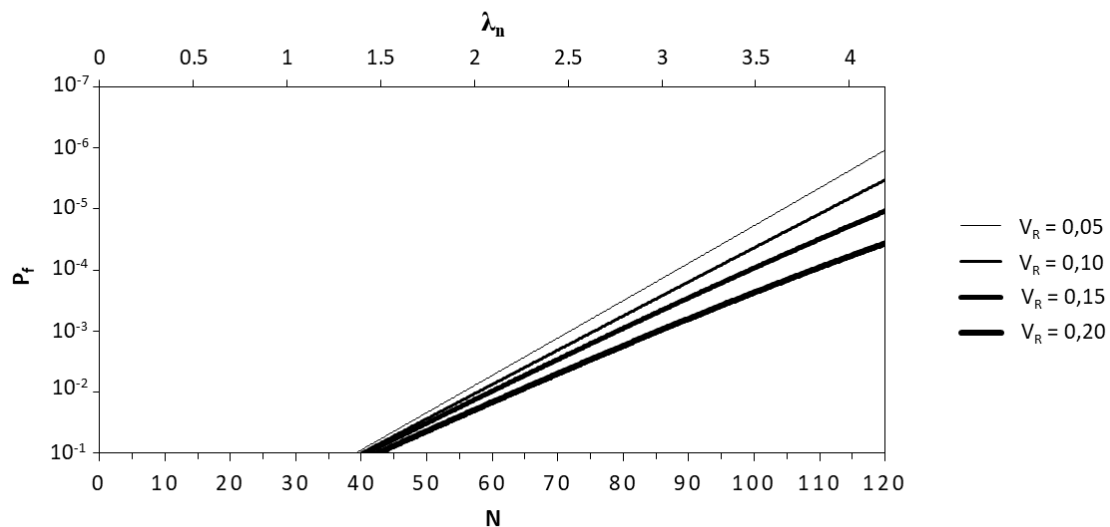


Figura A.6 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da sollicitação (V_S) de 0,30

A.1.3 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 10 mm (R10)

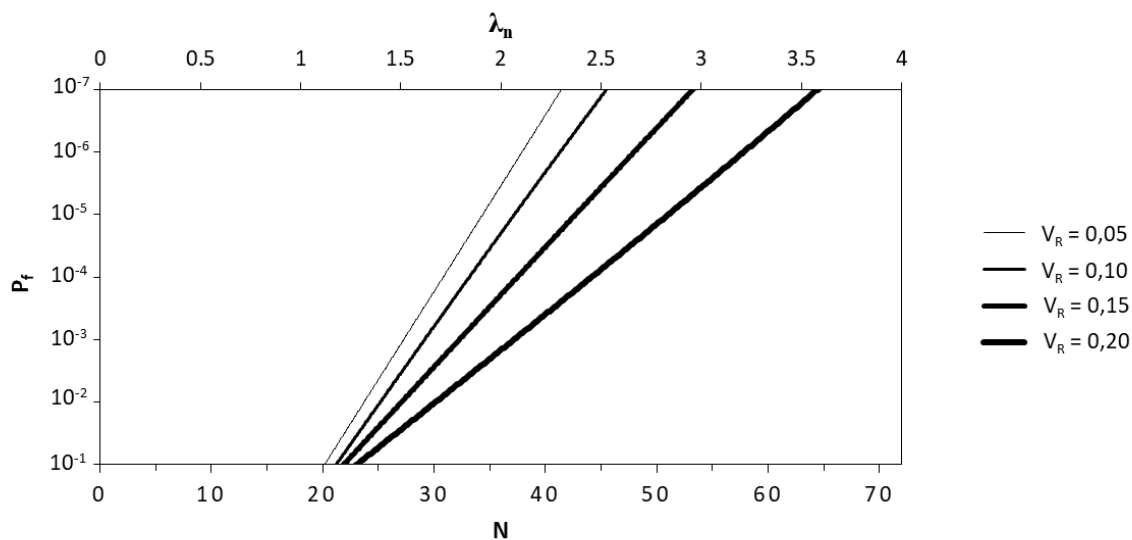


Figura A.7 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da sollicitação (V_S) de 0,10

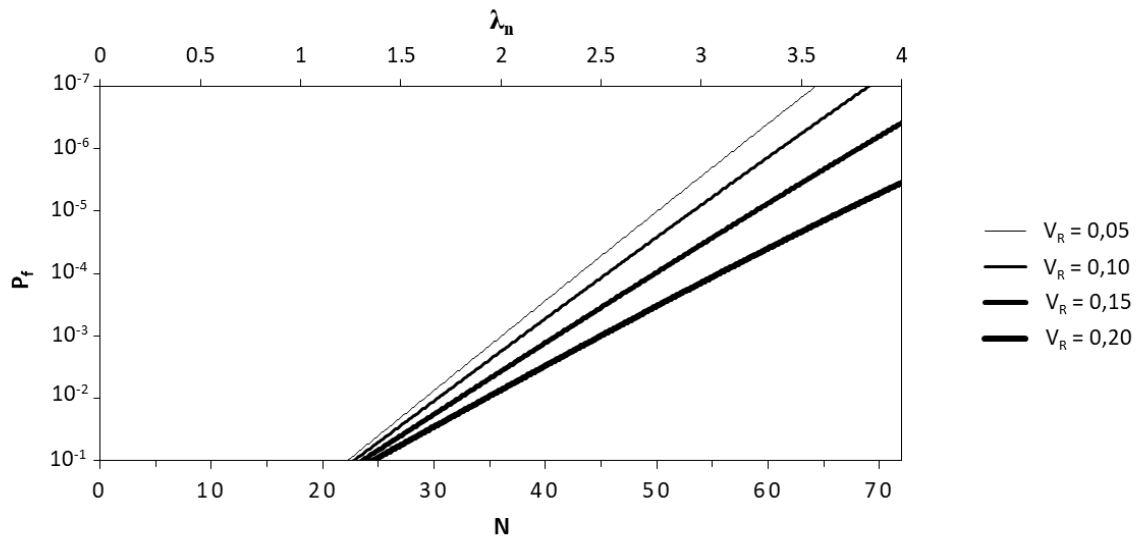


Figura A.8 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

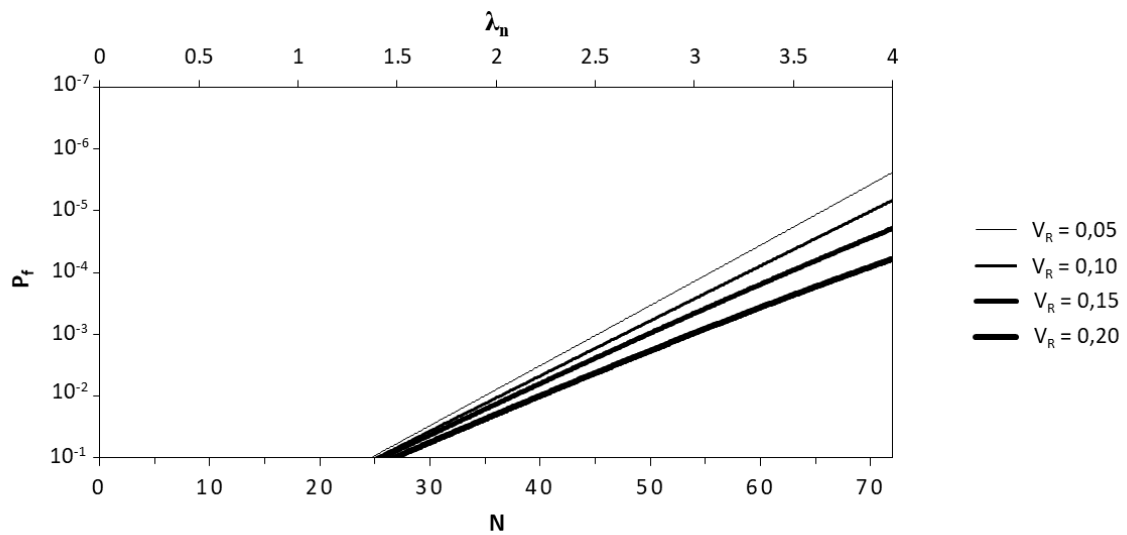


Figura A.9 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.1.4 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 12,5 mm (R12,5)

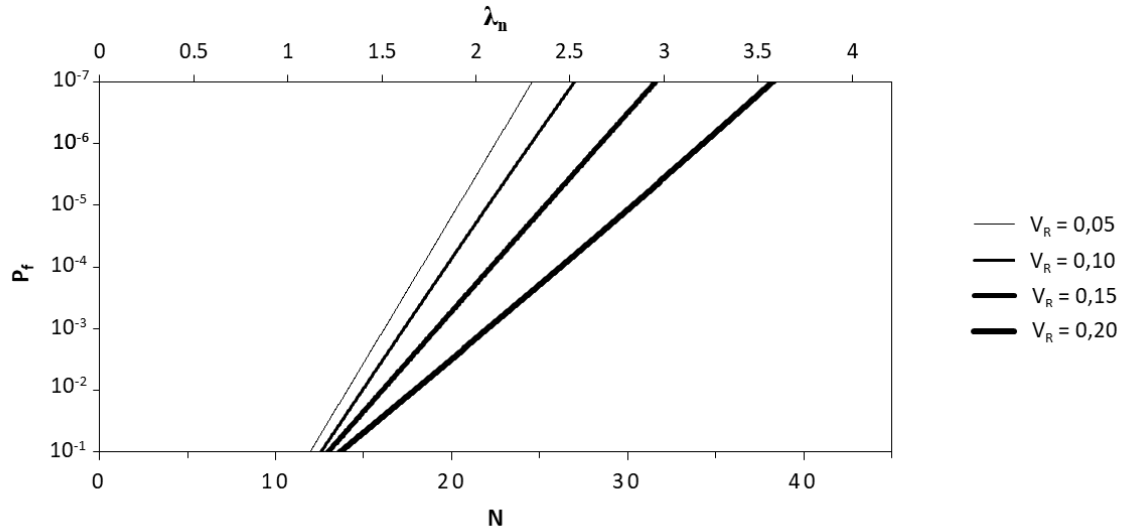


Figura A.10 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

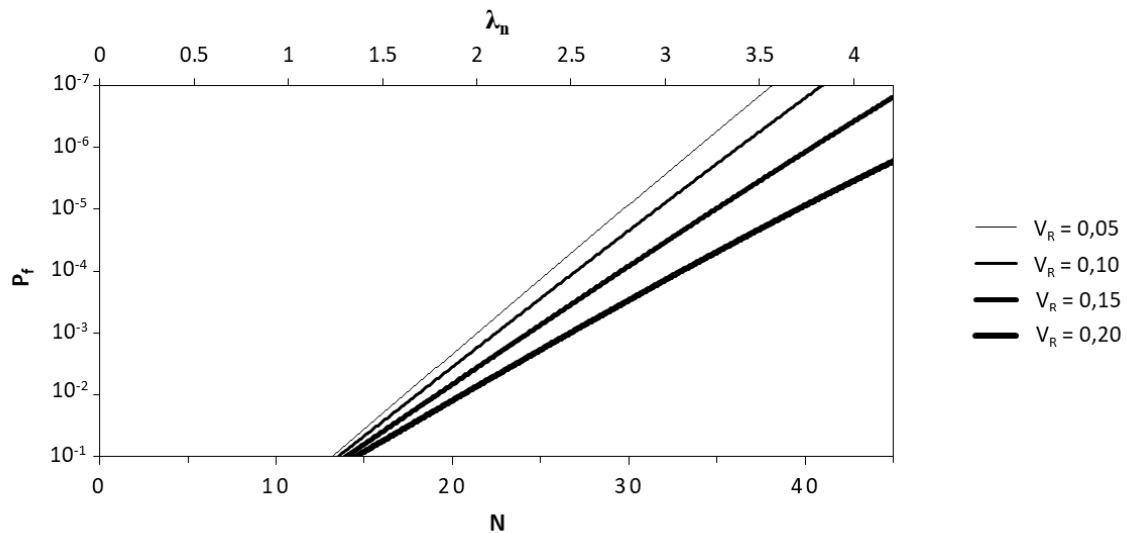


Figura A.11 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

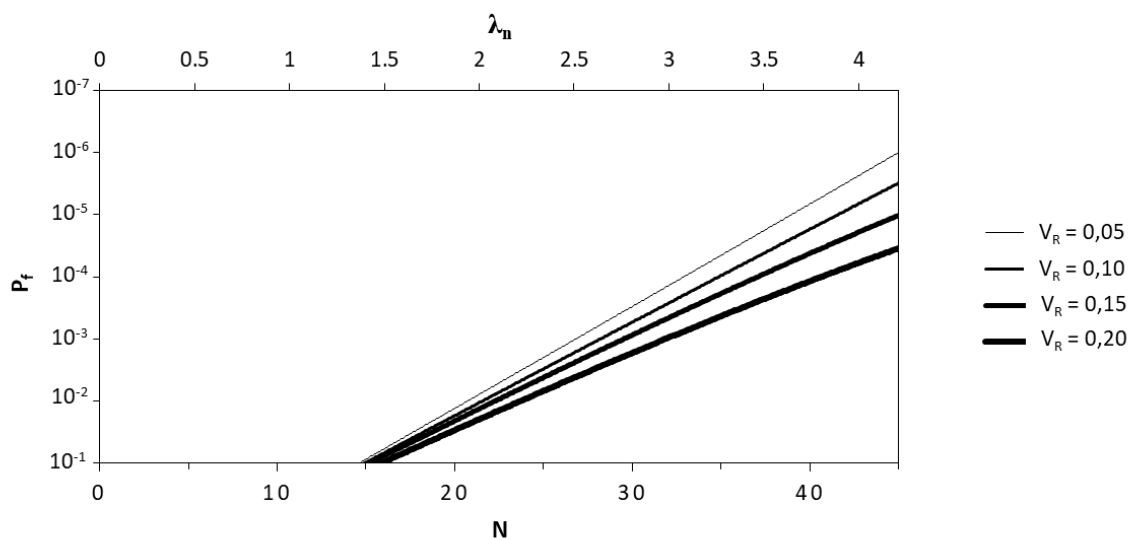


Figura A.12 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.1.5 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 8 mm (I8)

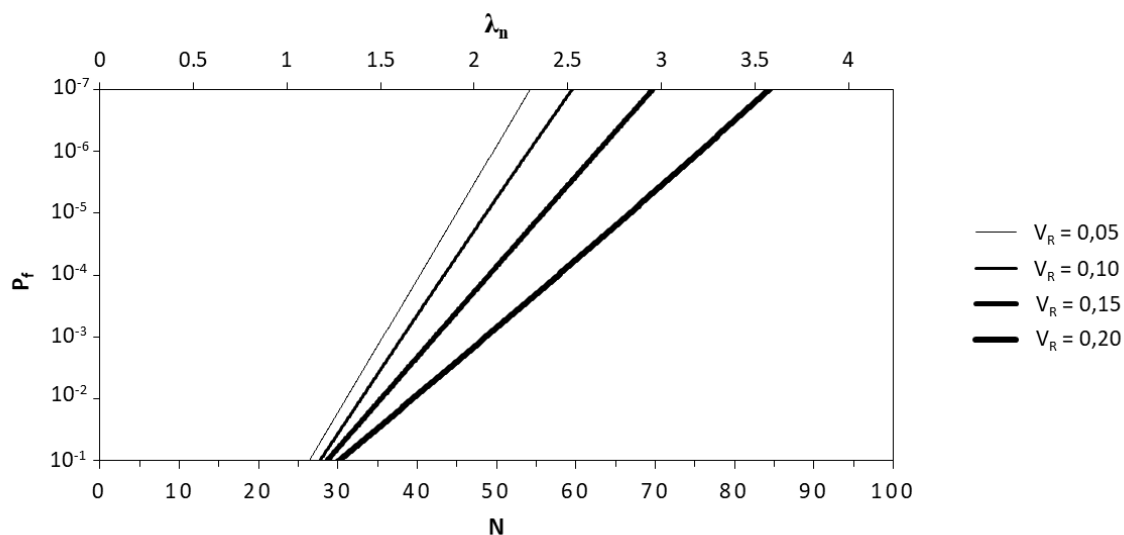


Figura A.13 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

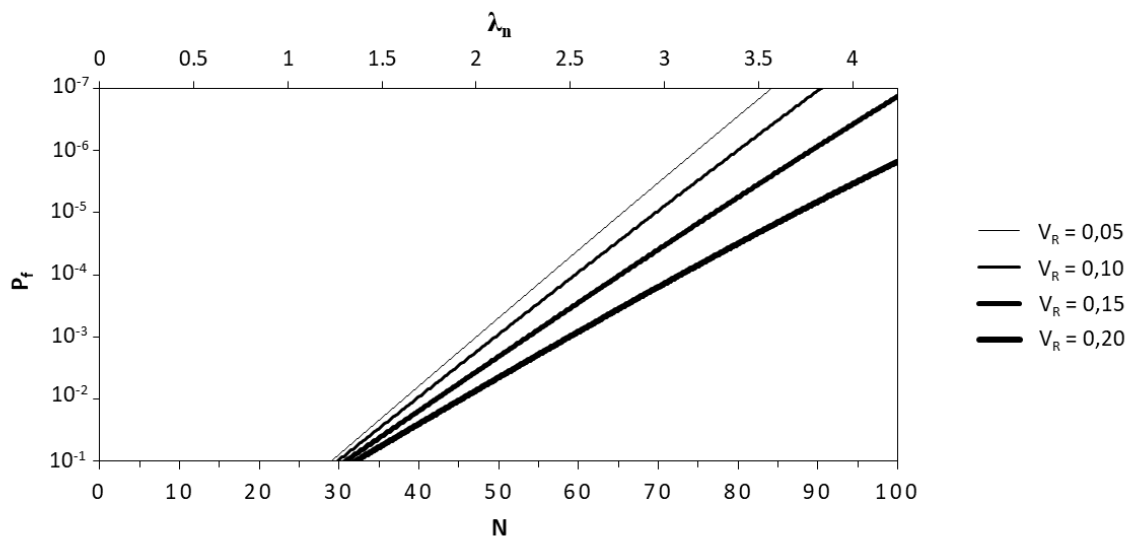


Figura A.14 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

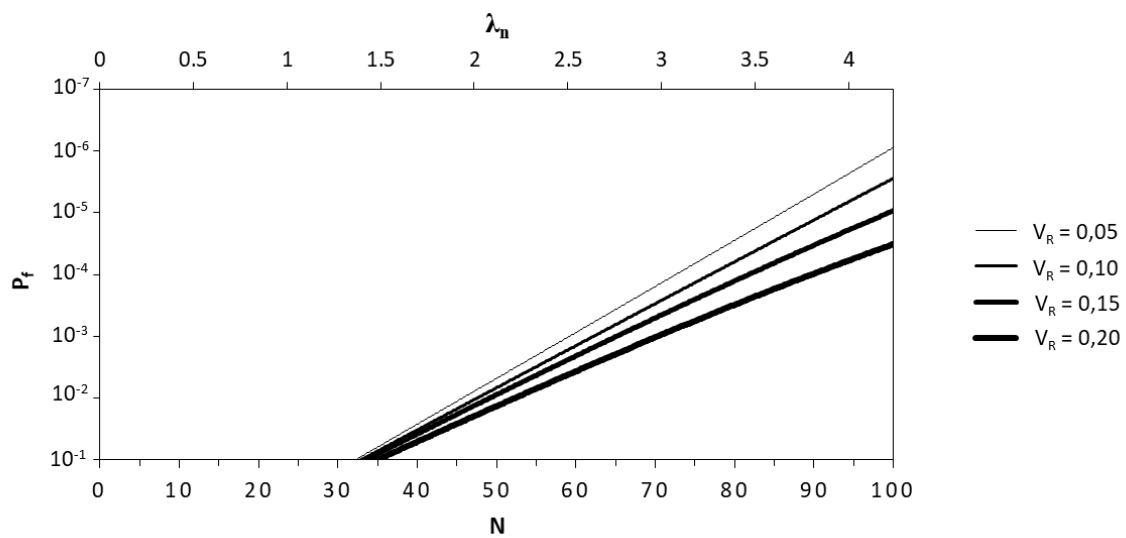


Figura A.15 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.1.6 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 10 mm (I10)

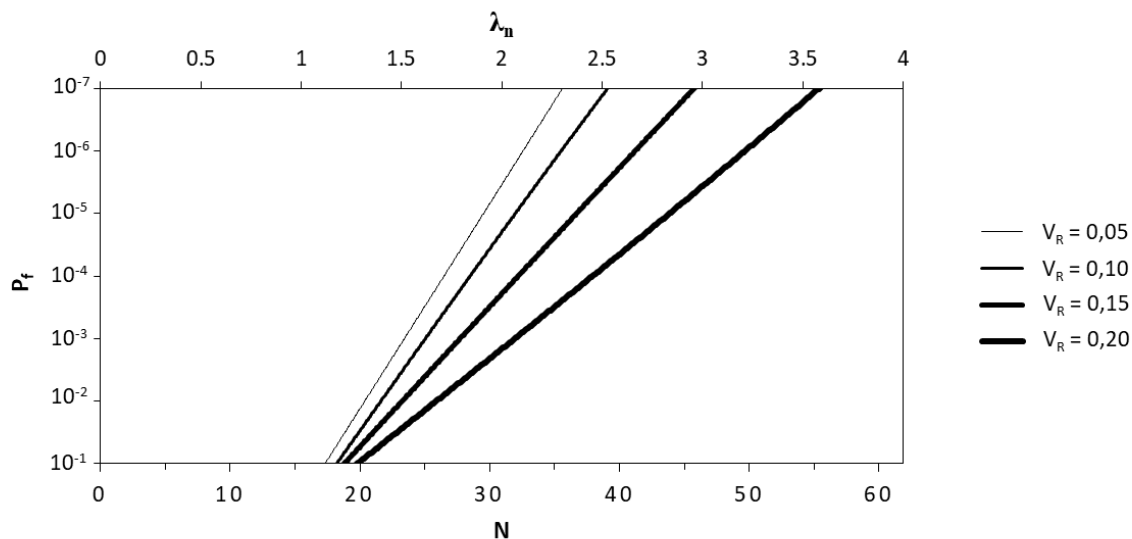


Figura A.16 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

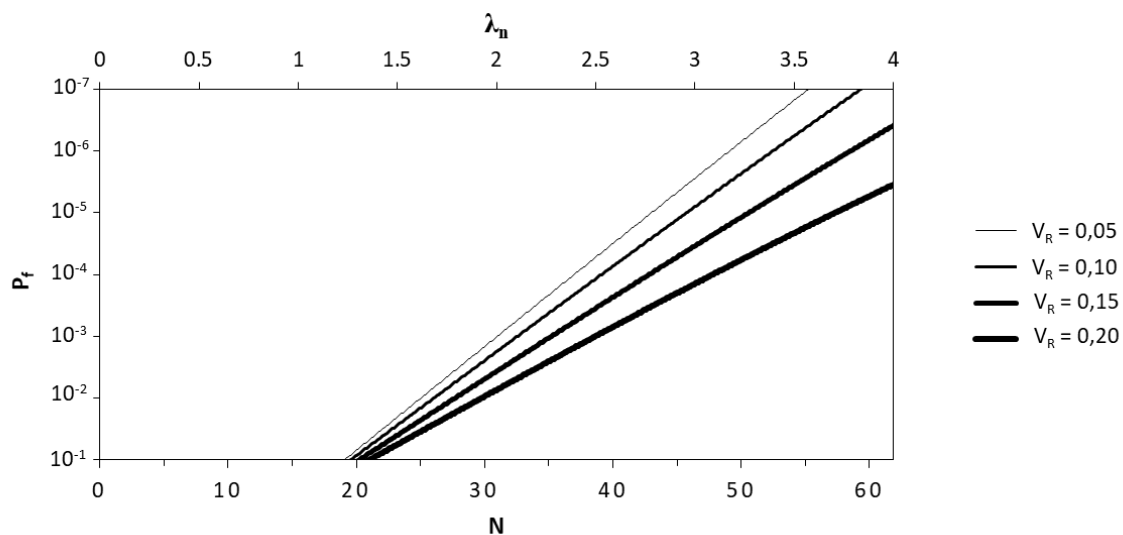


Figura A.17 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

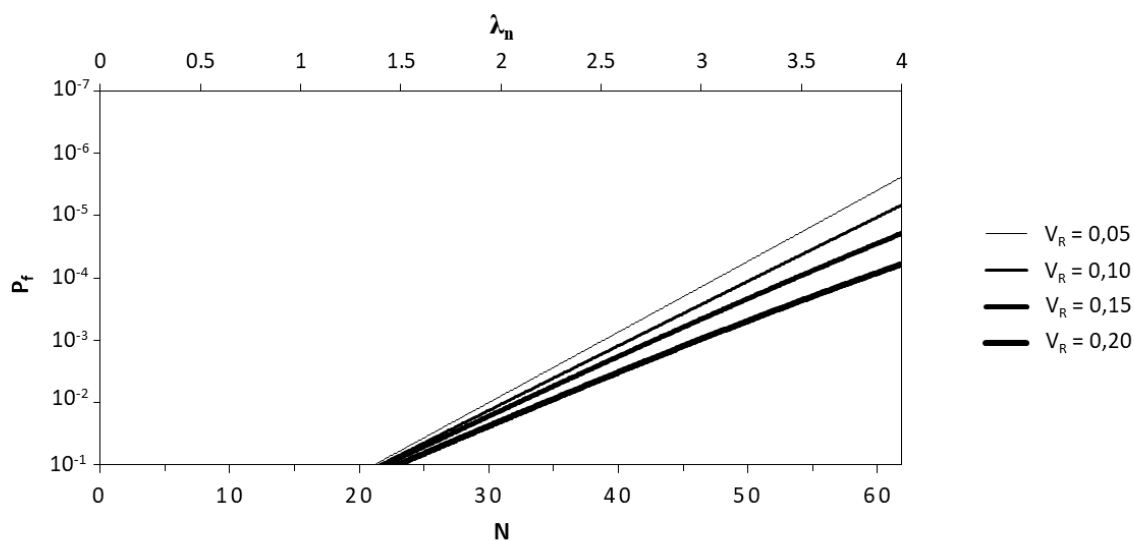


Figura A.18 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.1.7 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 12,5 mm (I12,5)

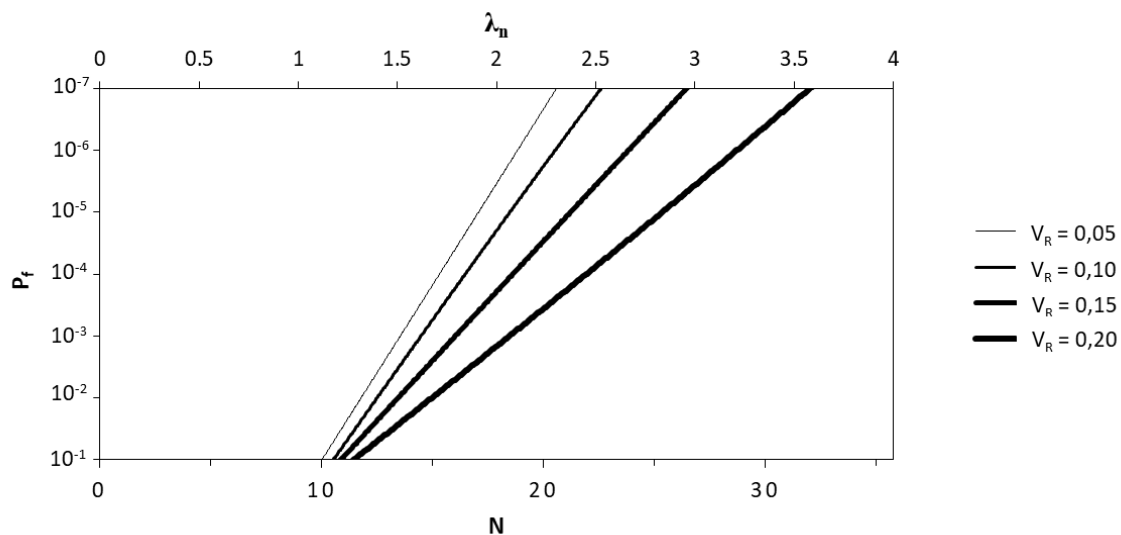


Figura A.19 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

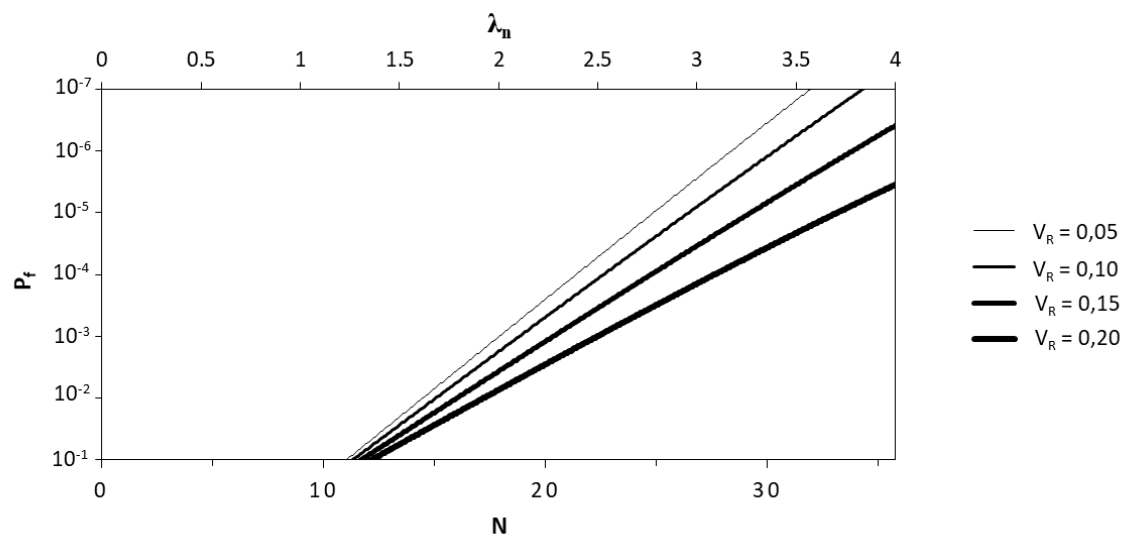


Figura A.20 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

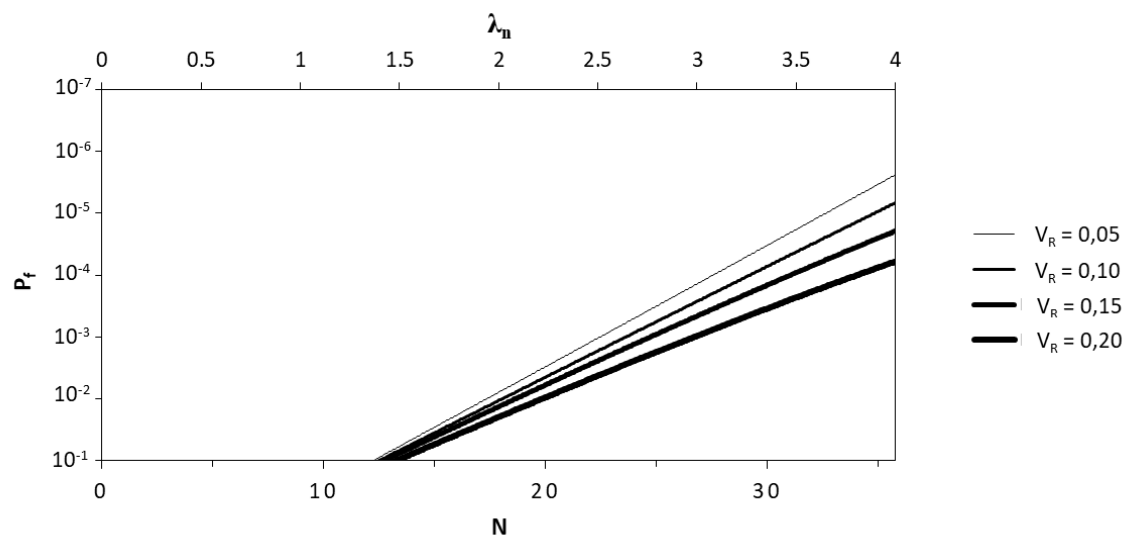


Figura A.21 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – WEIBULL (EVIII)

A.2.1 Conector do tipo *Stud Bolt* de 19 mm (S19)

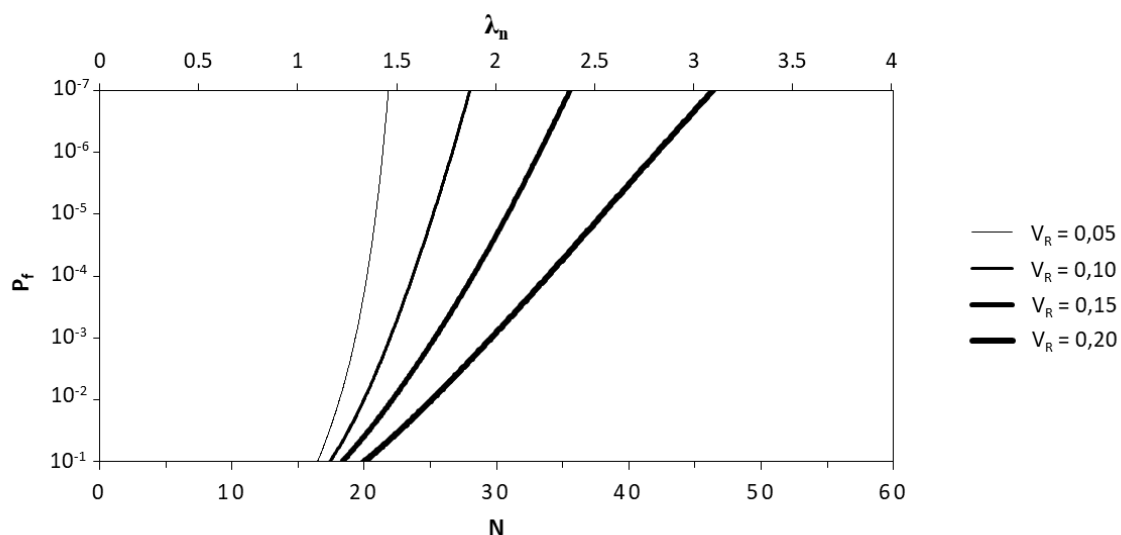


Figura A.22 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

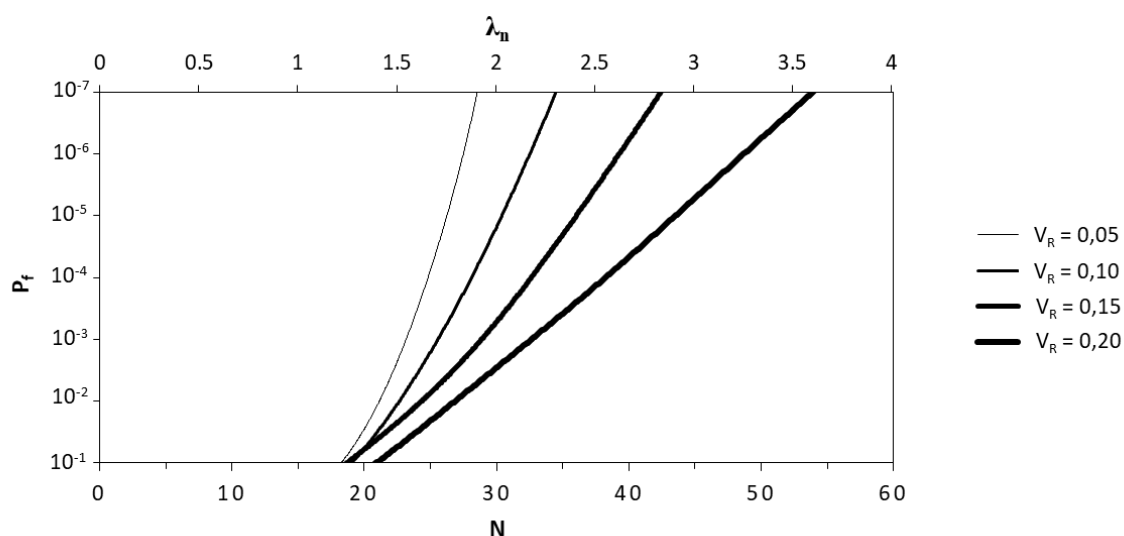


Figura A.23 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

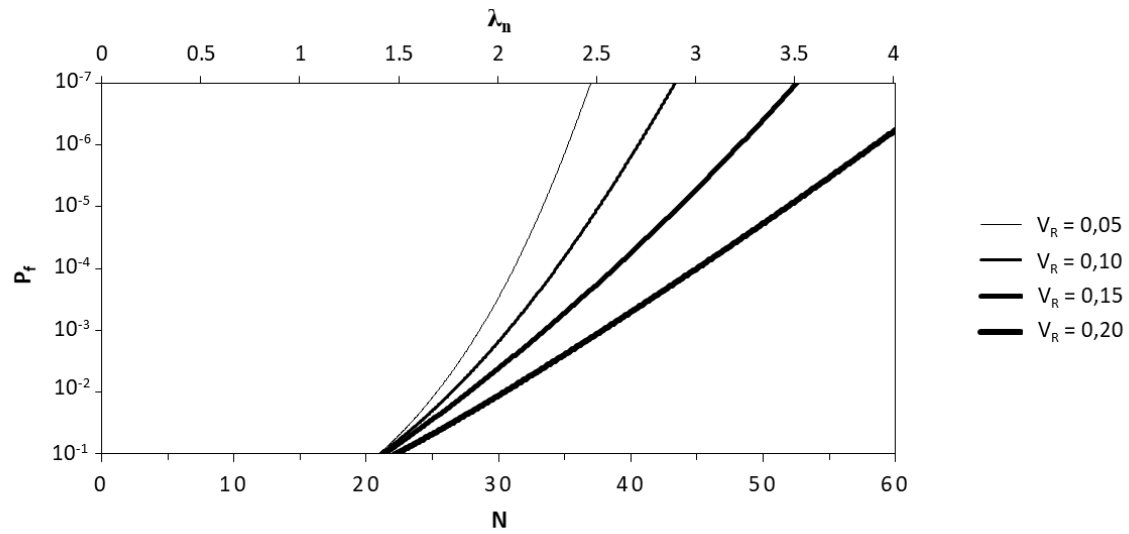


Figura A.24 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.2 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 8 mm (R8)

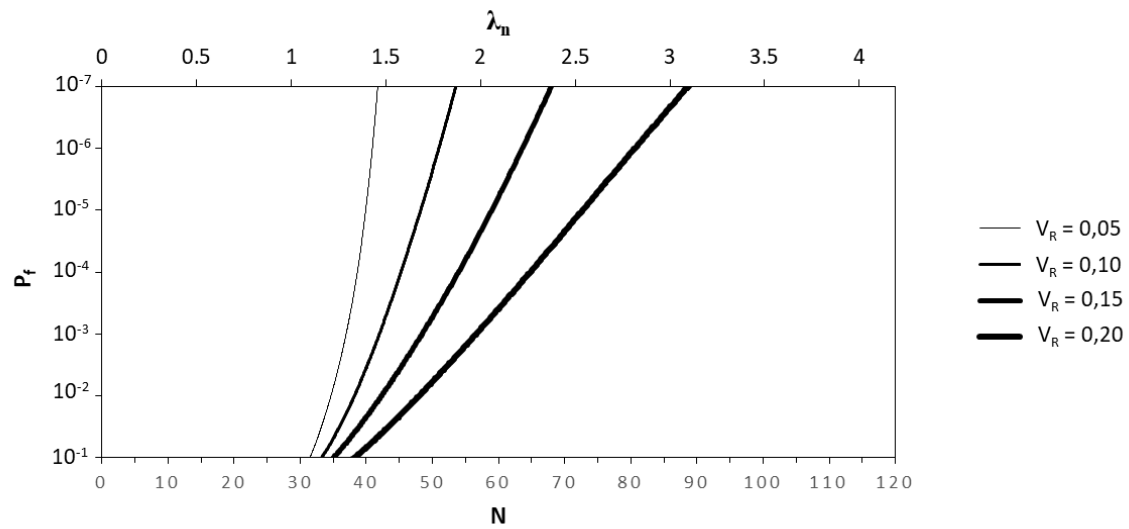


Figura A.25 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

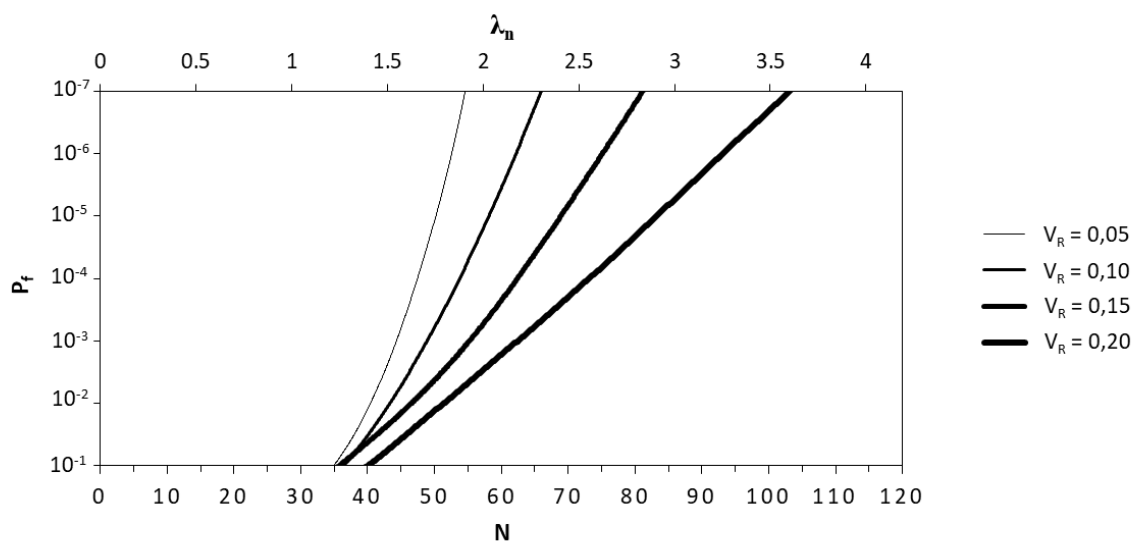


Figura A.26 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

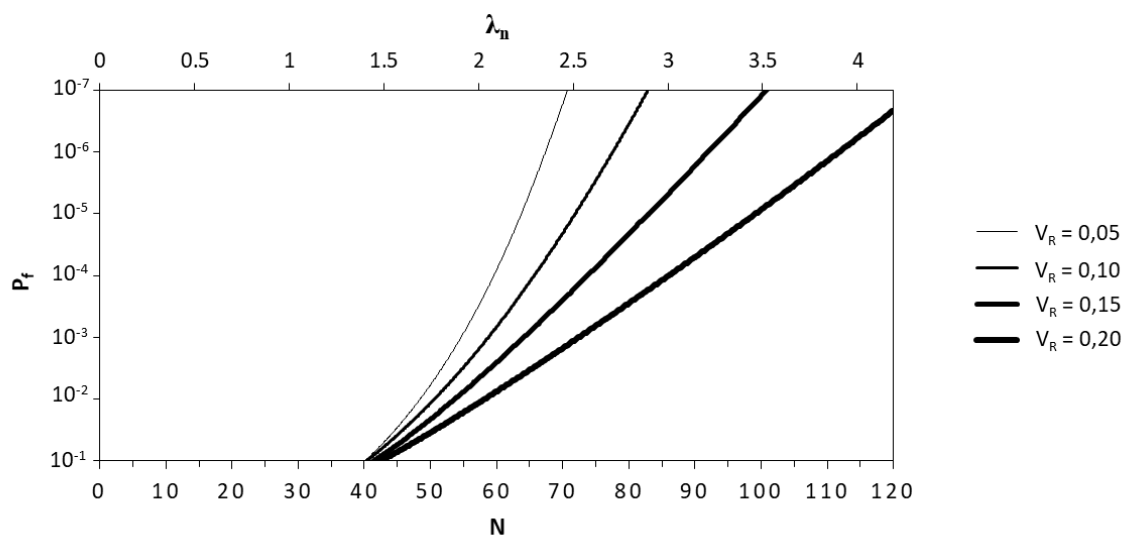


Figura A.27 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.3 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 10 mm (R10)

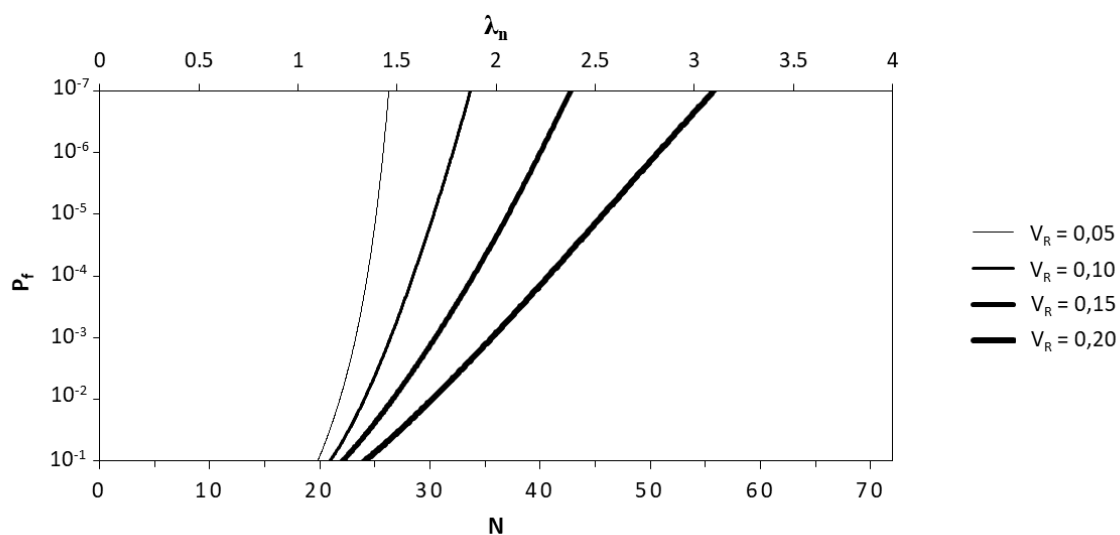


Figura A.28 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

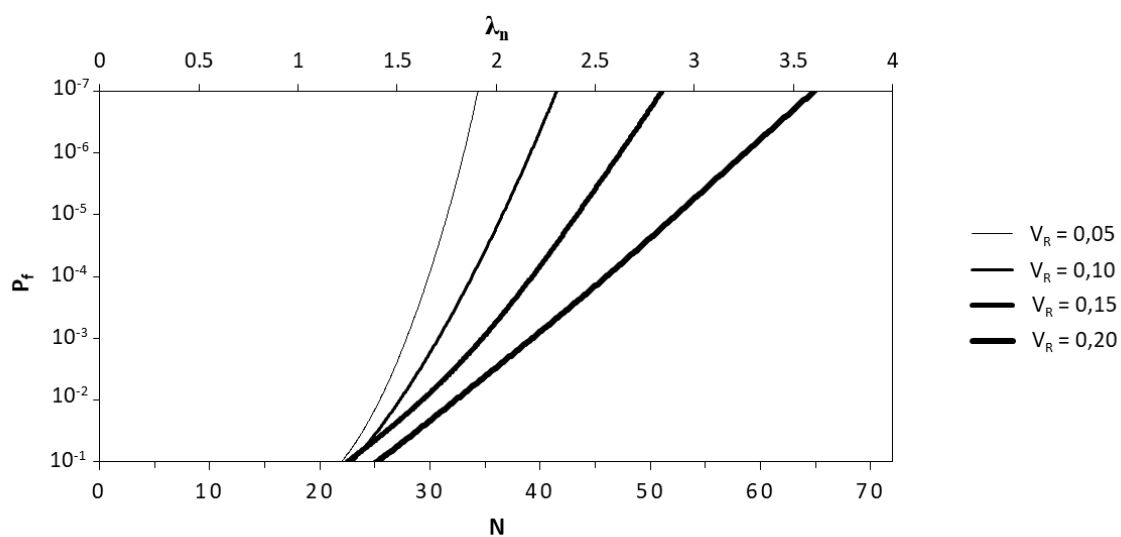


Figura A.29 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

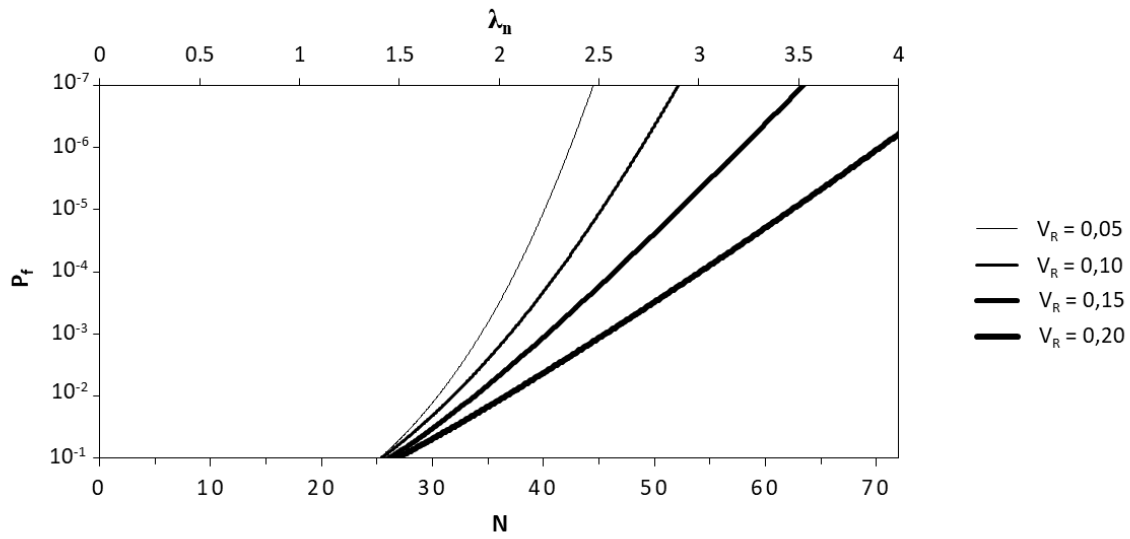


Figura A.30 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.4 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 12,5 mm (R12,5)

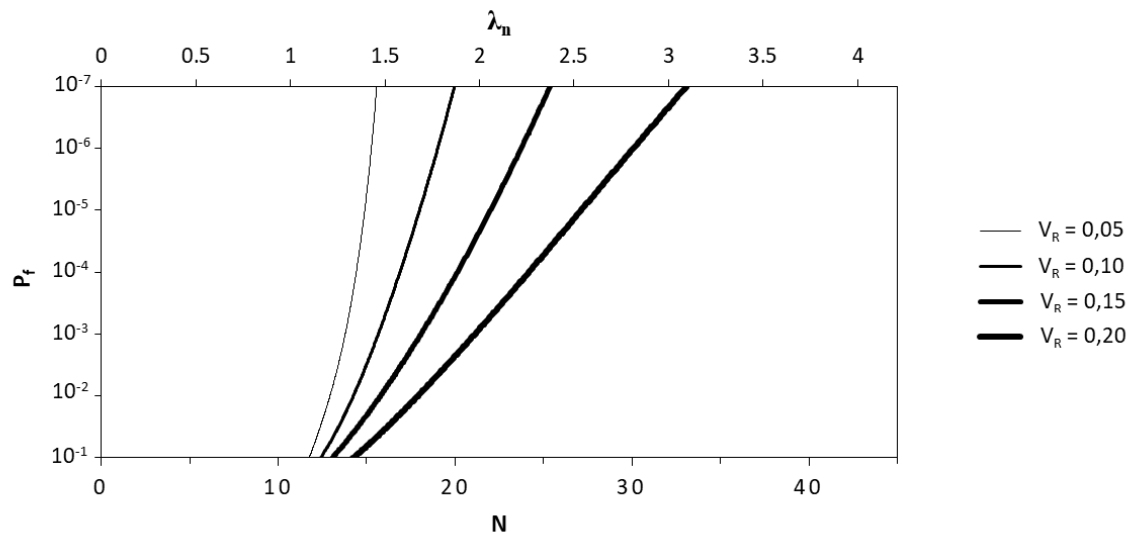


Figura A.31 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

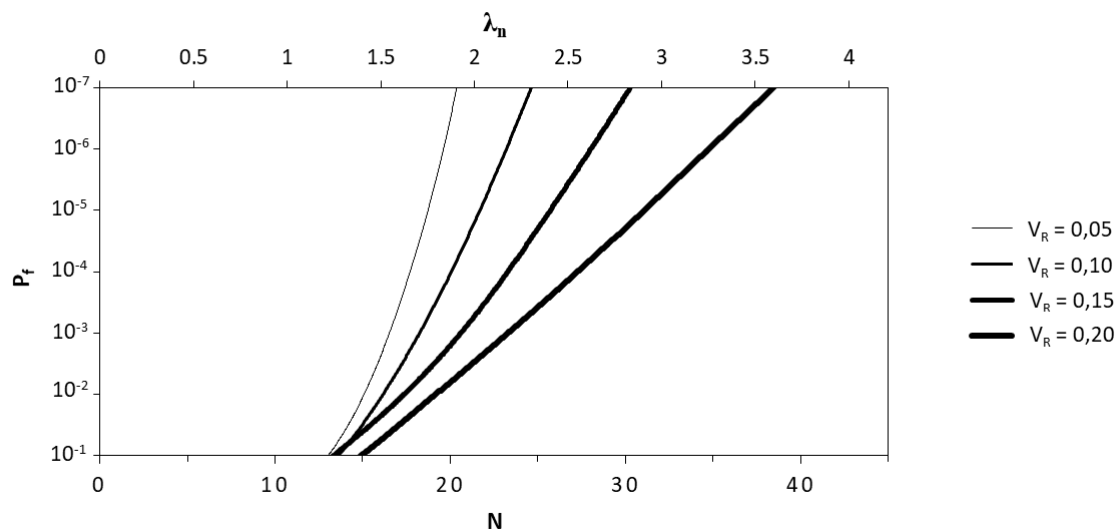


Figura A.32 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

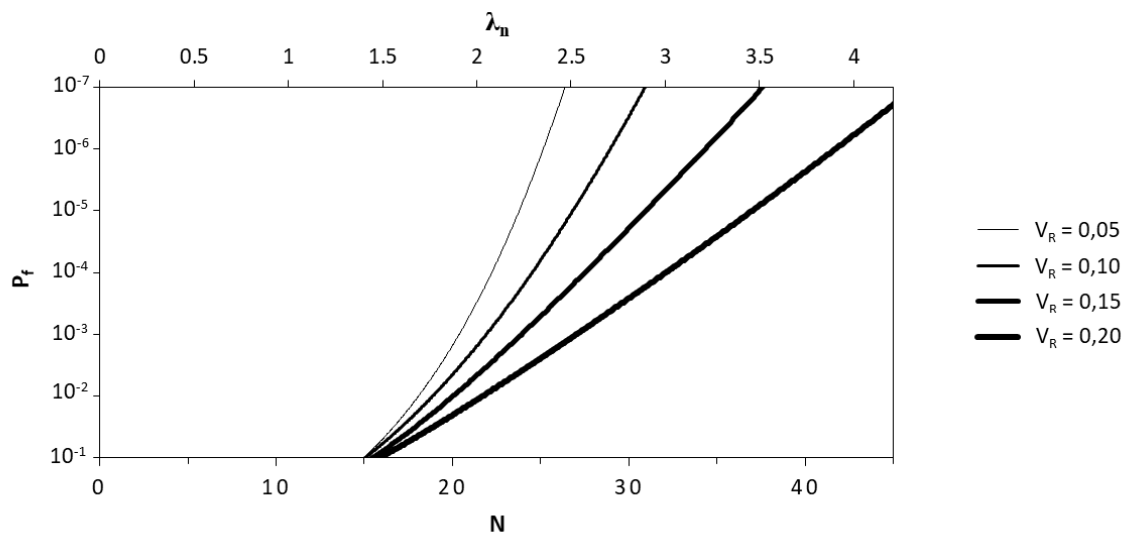


Figura A.33 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.5 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 8 mm (I8)

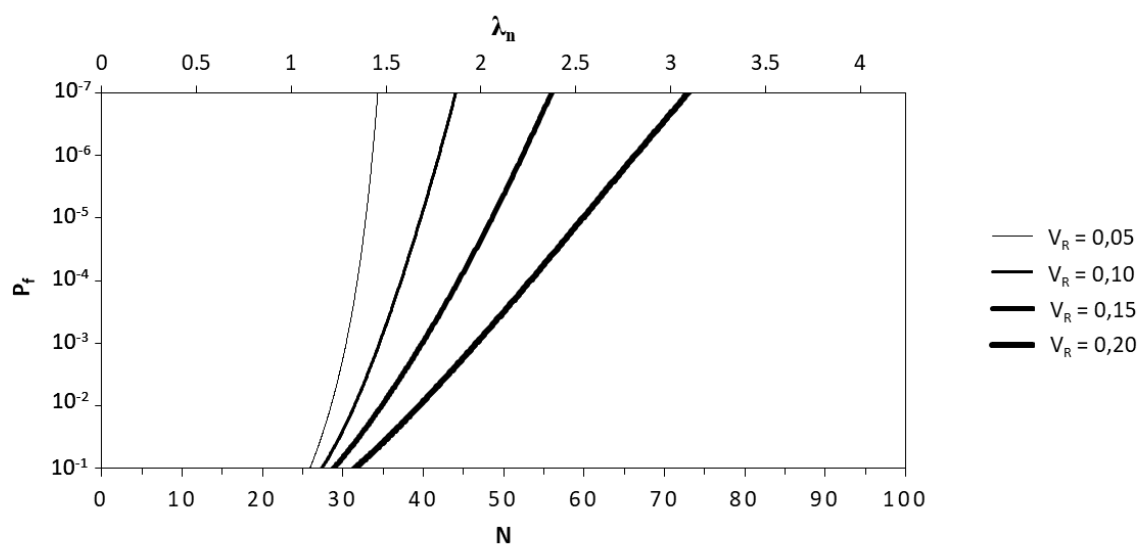


Figura A.34 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

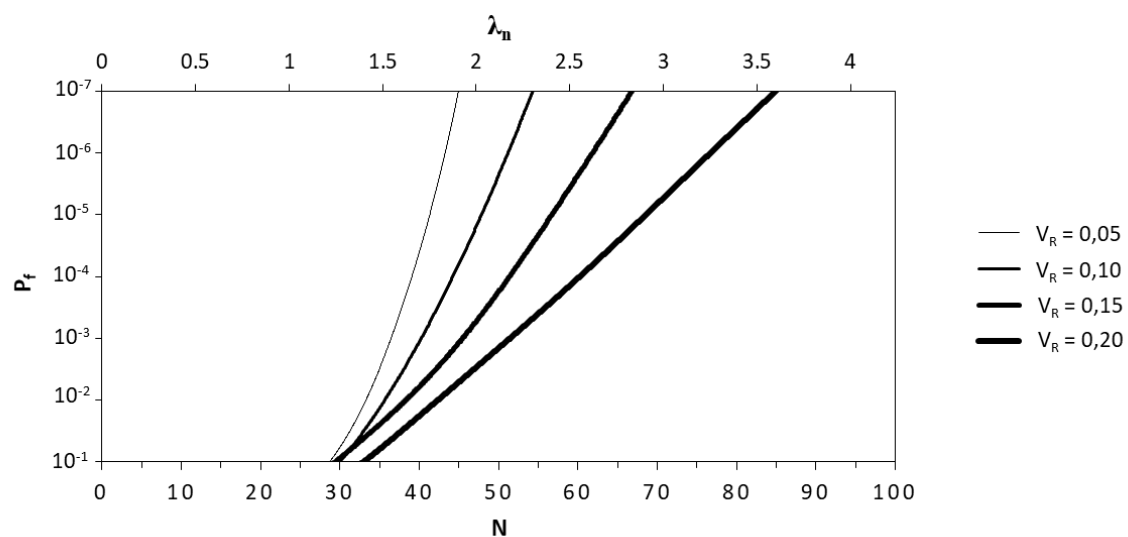


Figura A.35 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

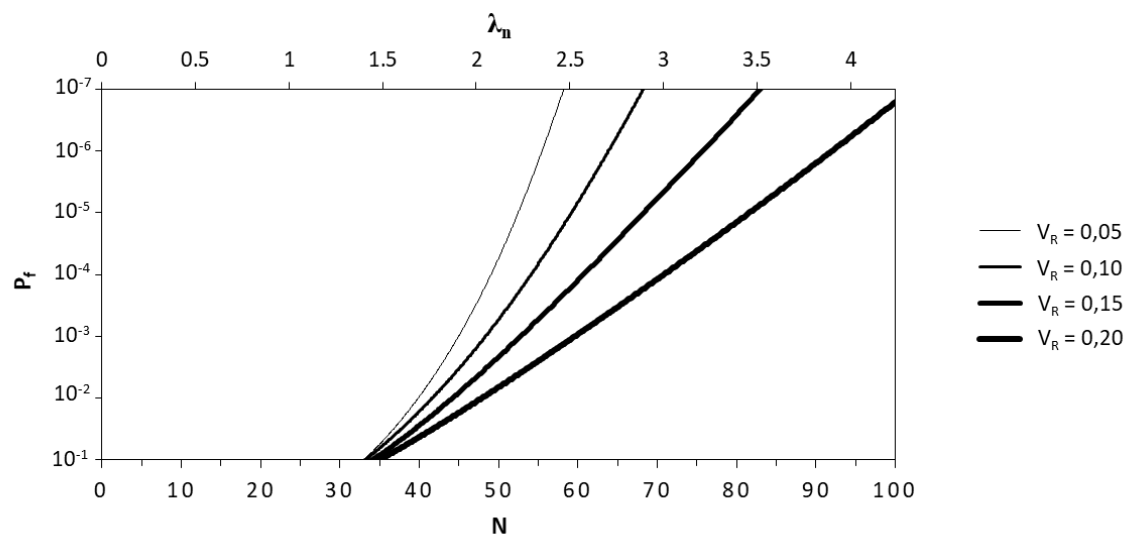


Figura A.36 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.6 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 10 mm (I10)

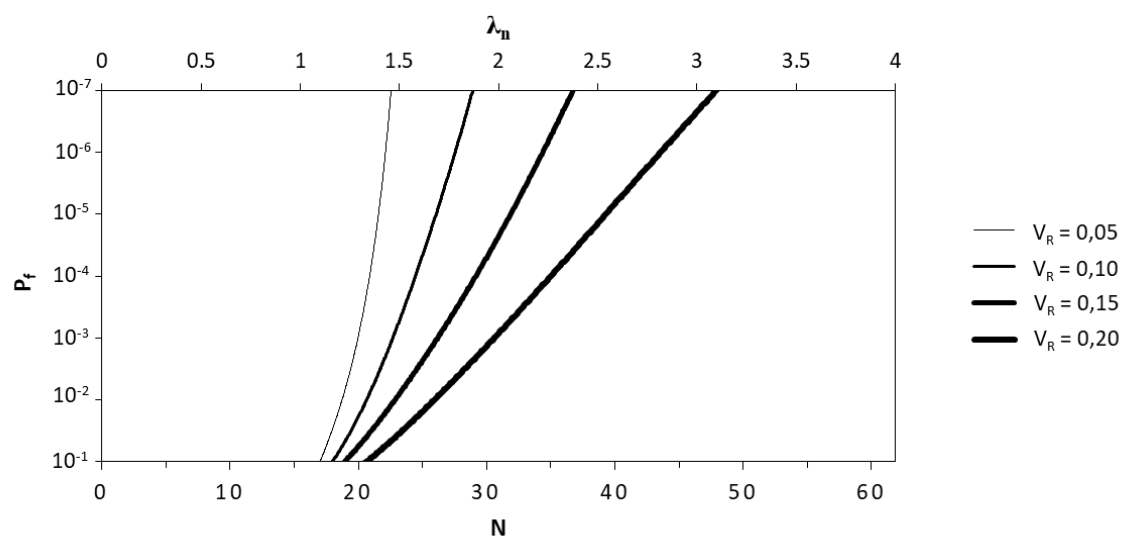


Figura A.37 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

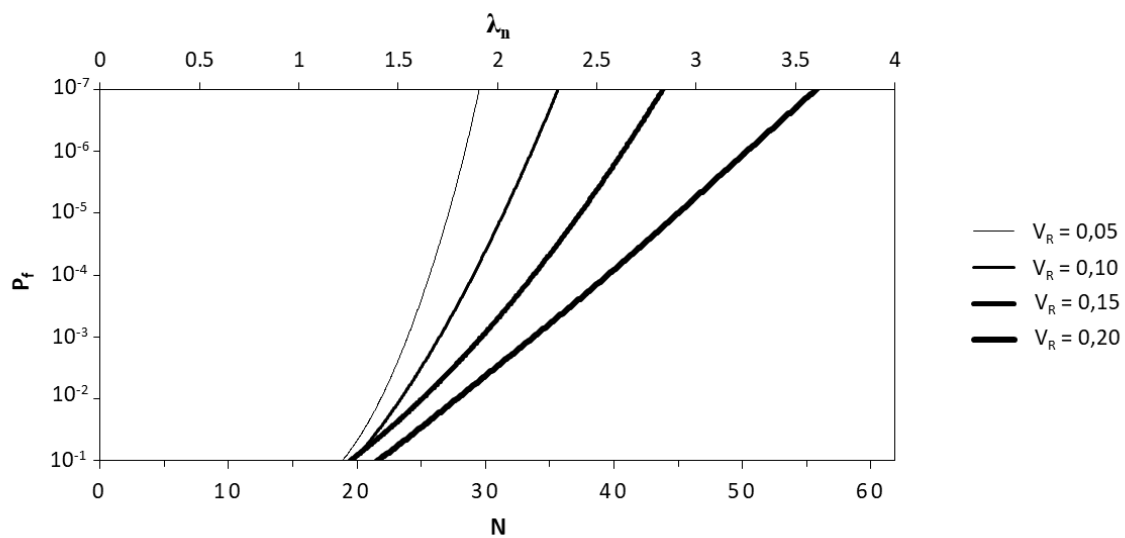


Figura A.38 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

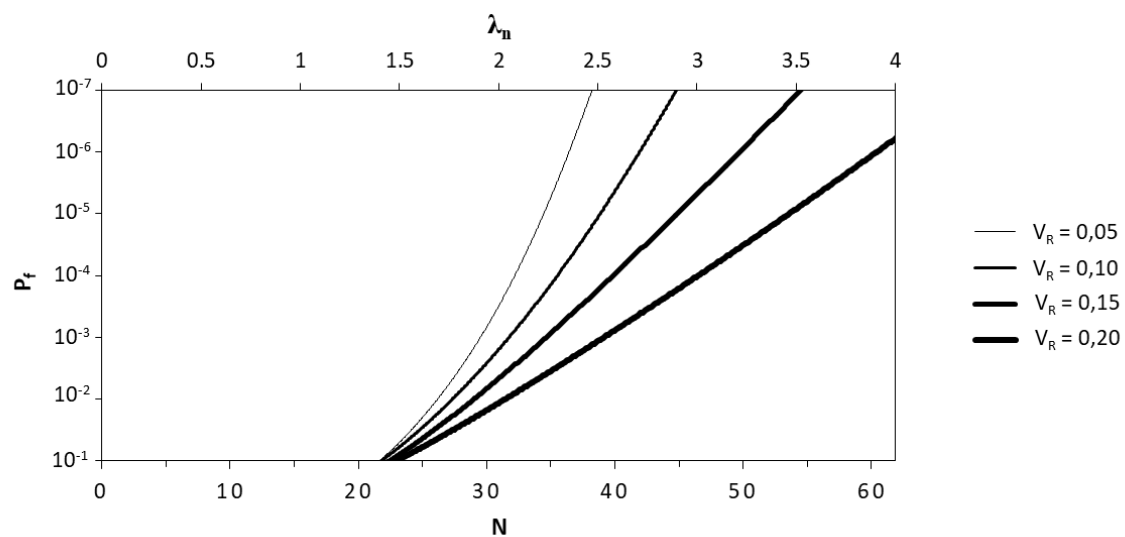


Figura A.39 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.2.7 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 12,5 mm (I12,5)

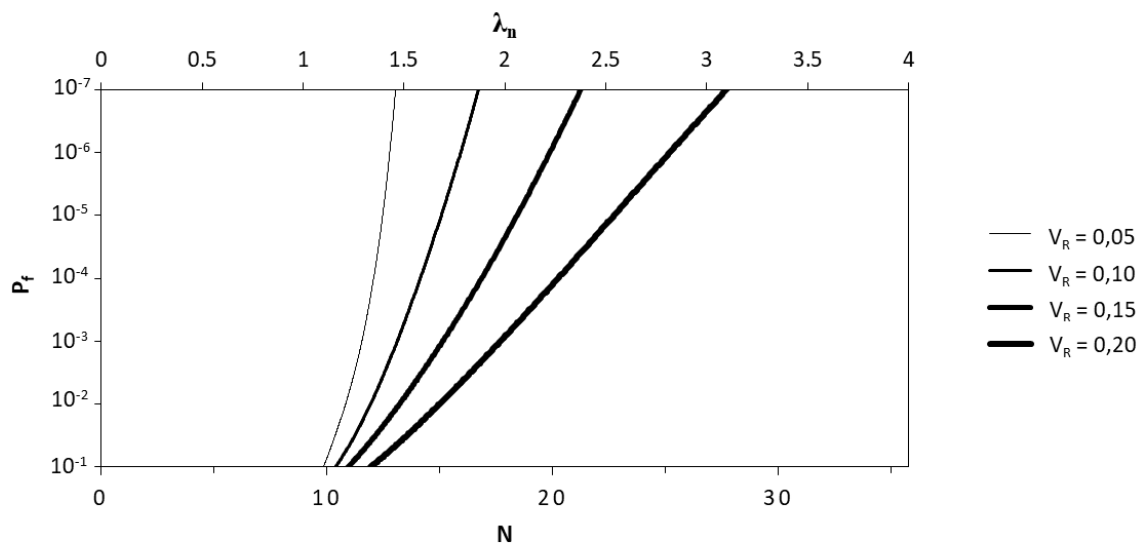


Figura A.40 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da sollicitação (V_S) de 0,10

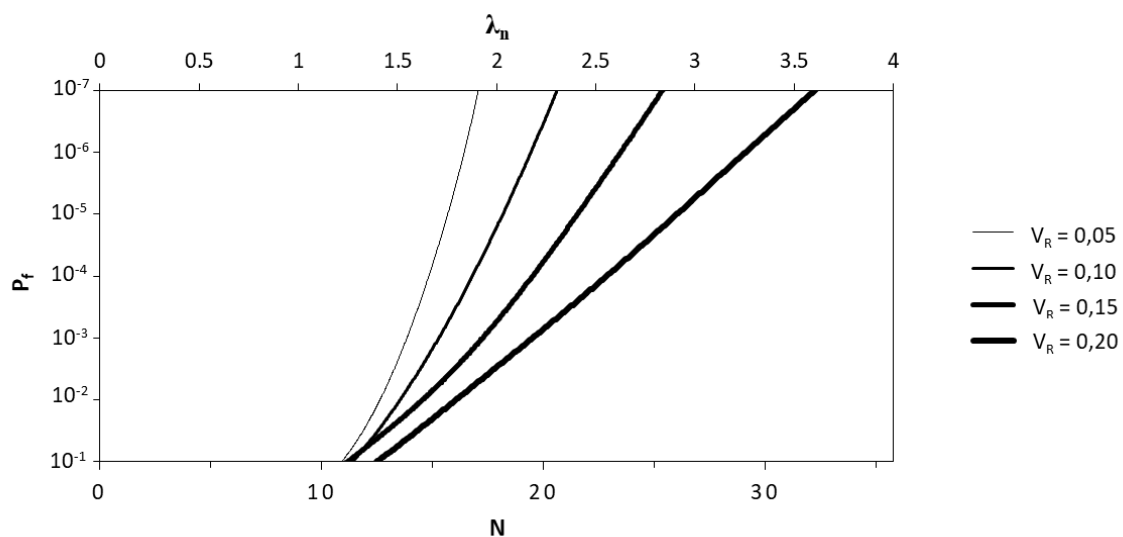


Figura A.41 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da sollicitação (V_S) de 0,20

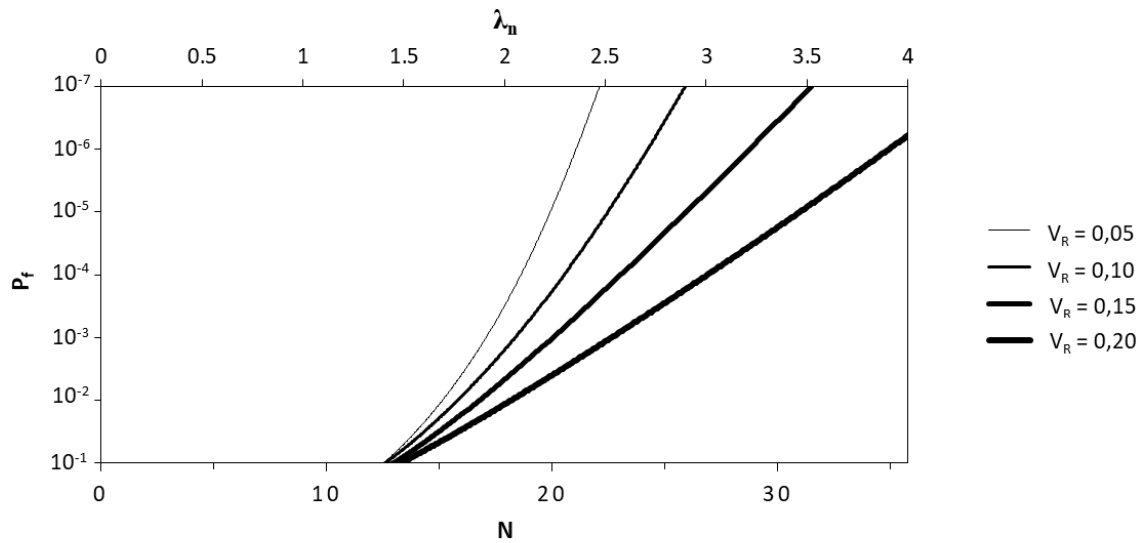


Figura A.42 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = LN$ e $S = EVIII$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3 RESISTÊNCIA (R) - WEIBULL (EVIII) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

A.3.1 Conector do tipo *Stud Bolt* de 19 mm (S19)

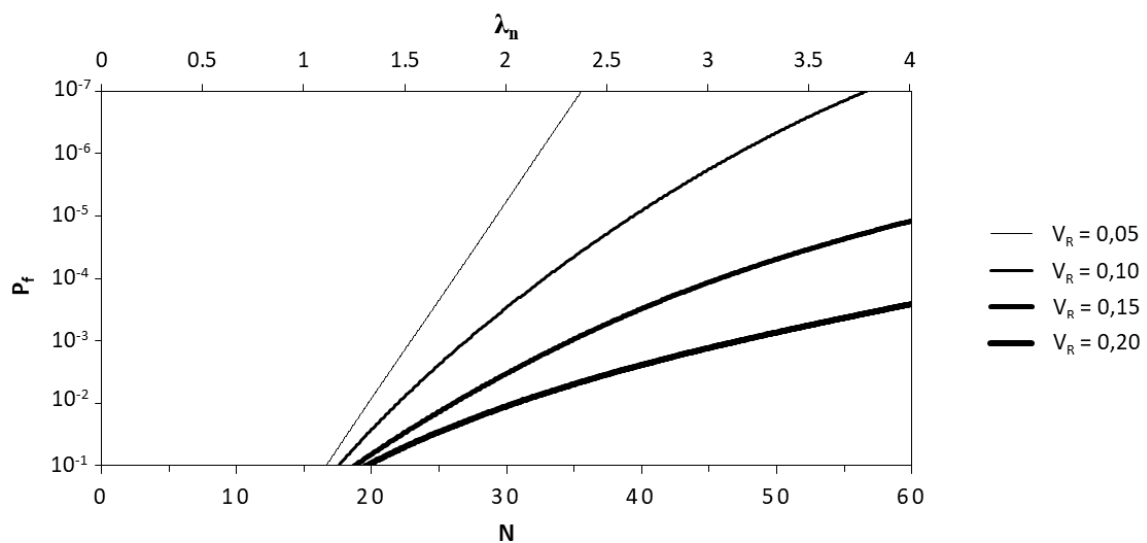


Figura A.43 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = EVIII$ e $S = EVI$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

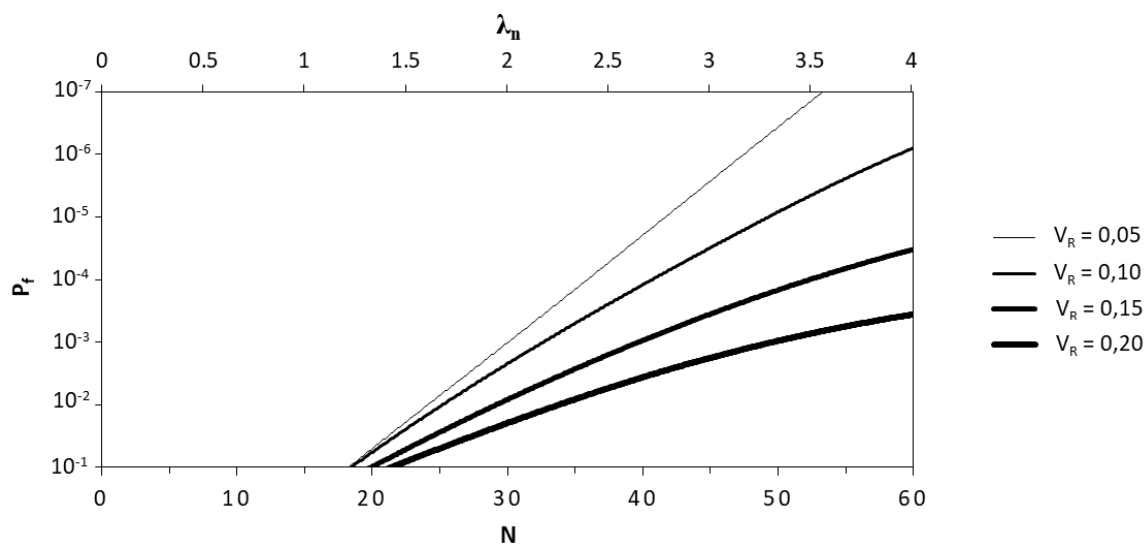


Figura A.44 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

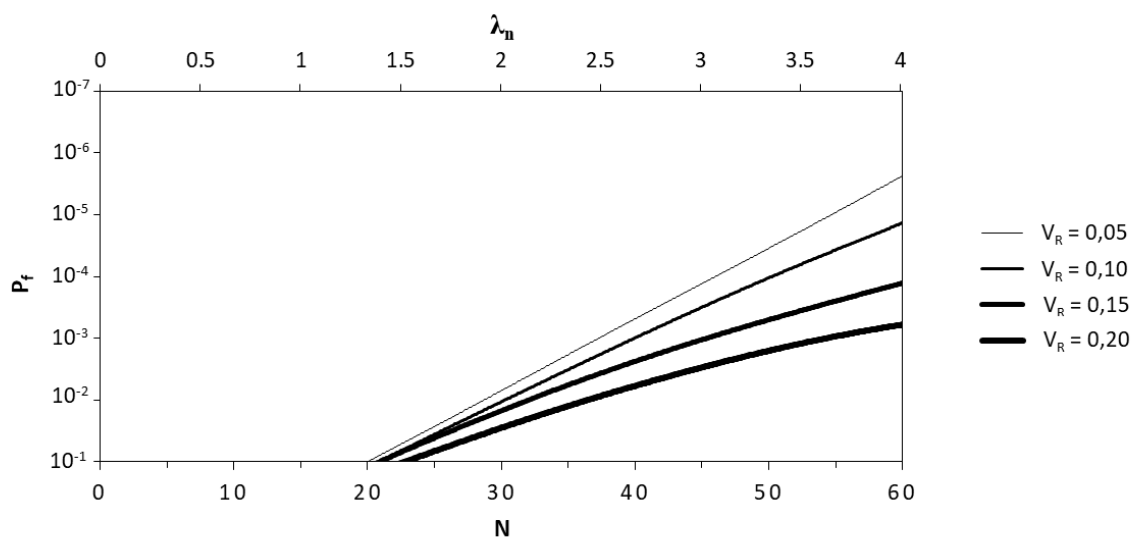


Figura A.45 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector S19 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.2 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 8 mm (R8)

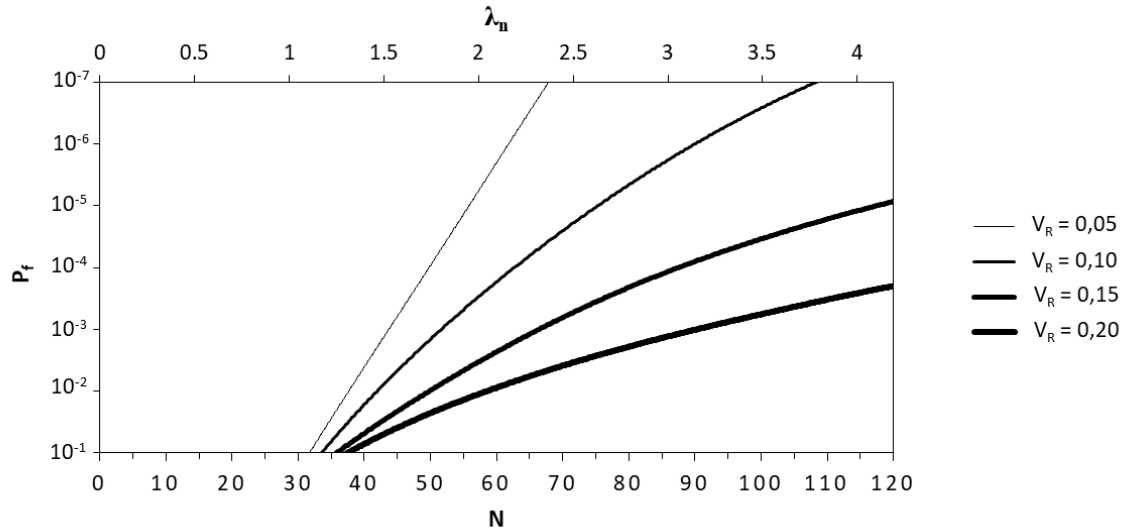


Figura A.46 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

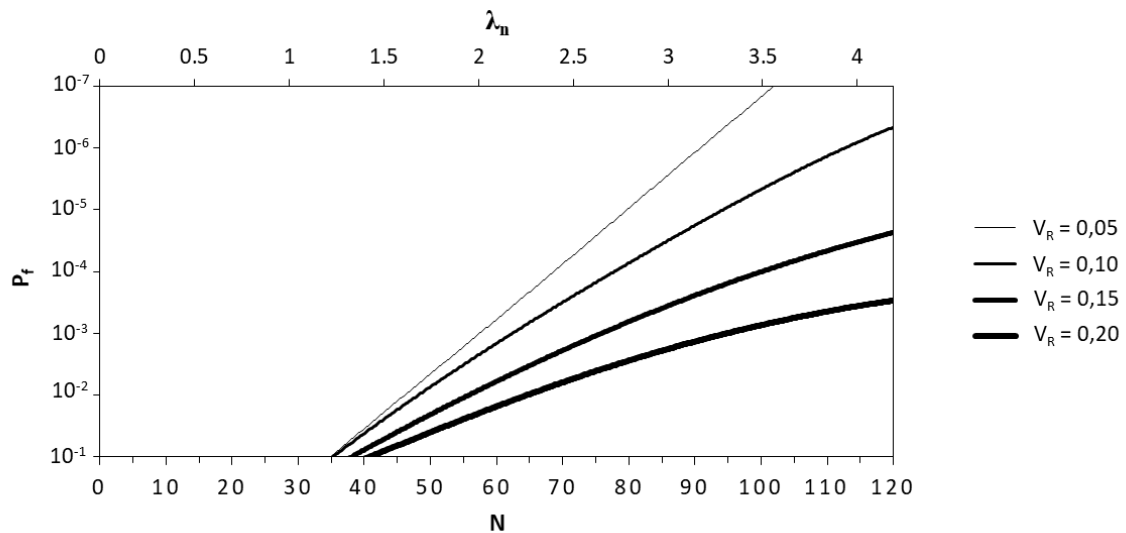


Figura A.47 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

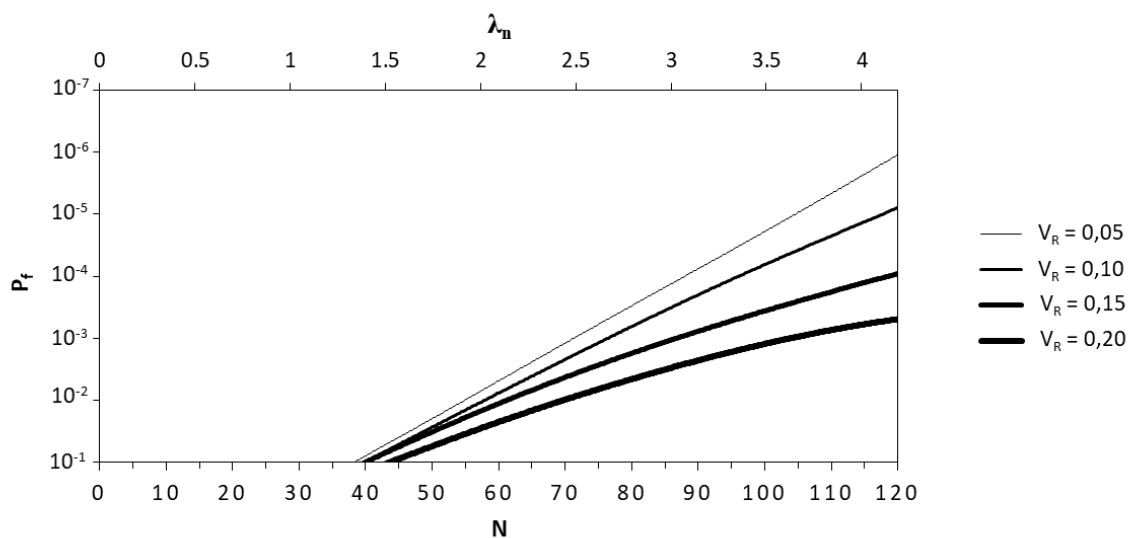


Figura A.48 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.3 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 10 mm (R10)

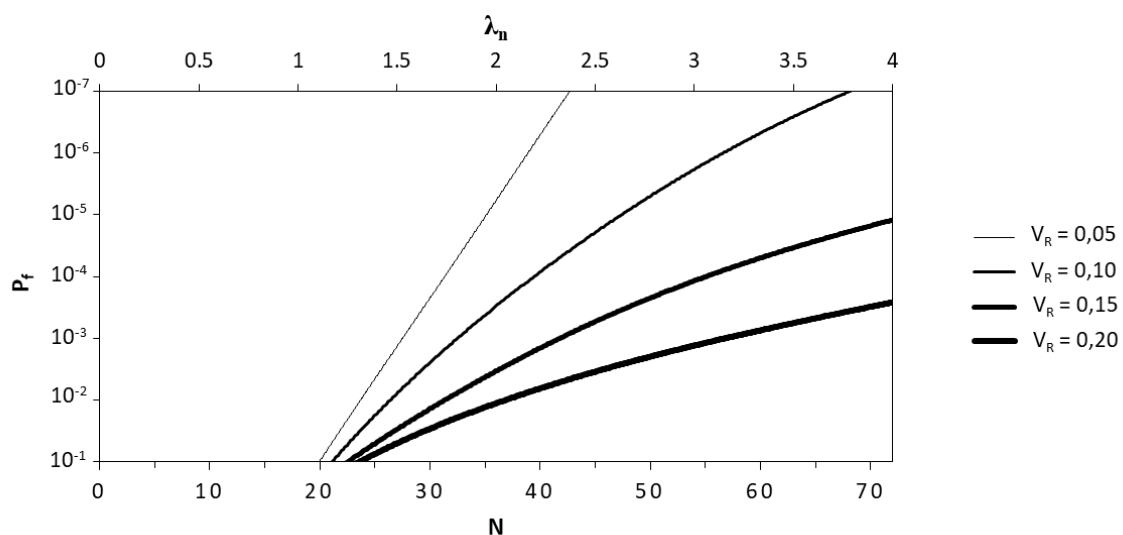


Figura A.49 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

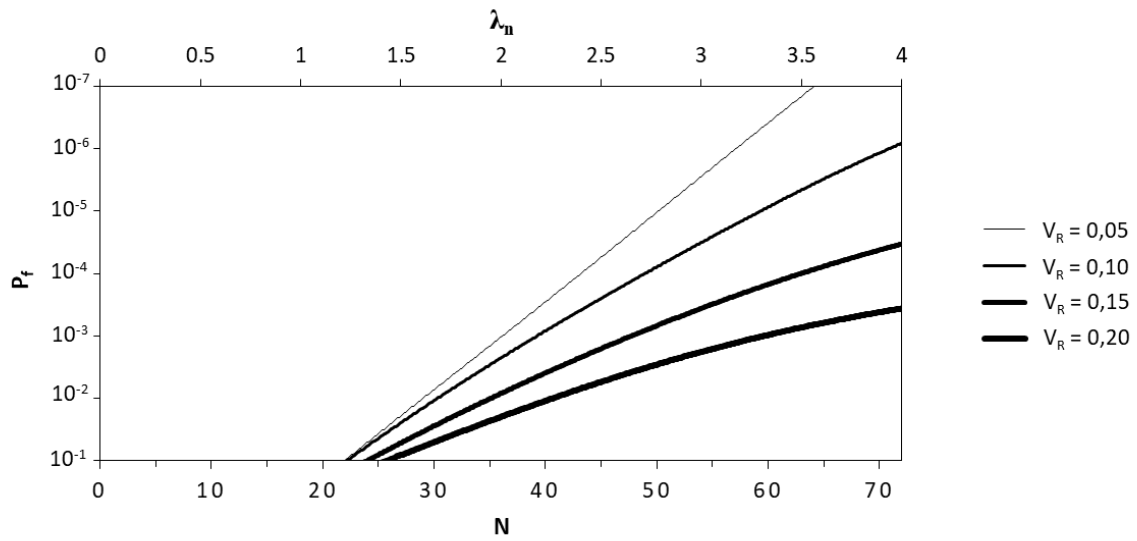


Figura A.50 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

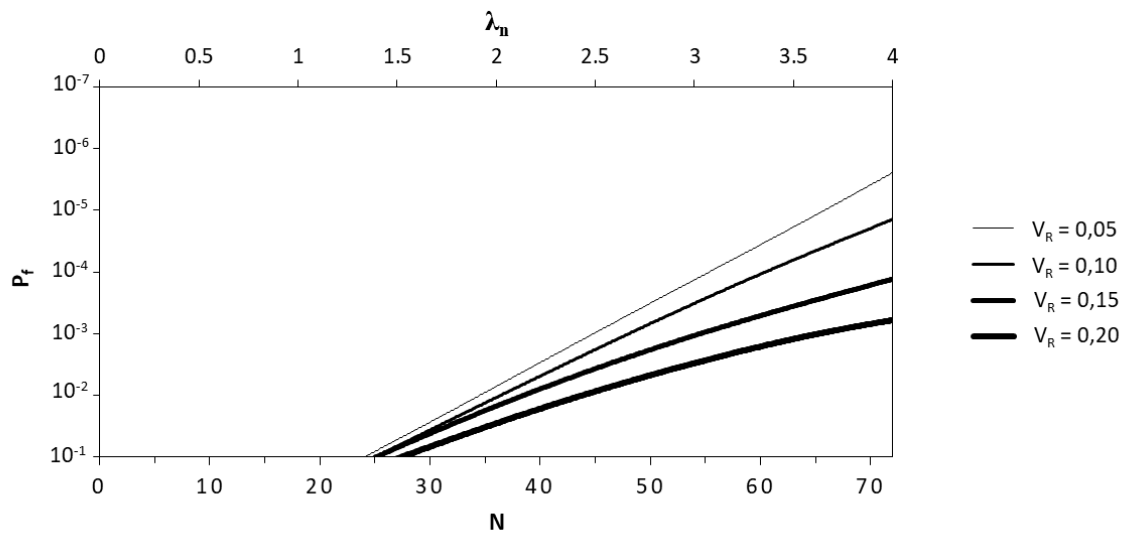


Figura A.51 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.4 Conector do tipo Treliçado Retângulo de 12,5 mm (R12,5)

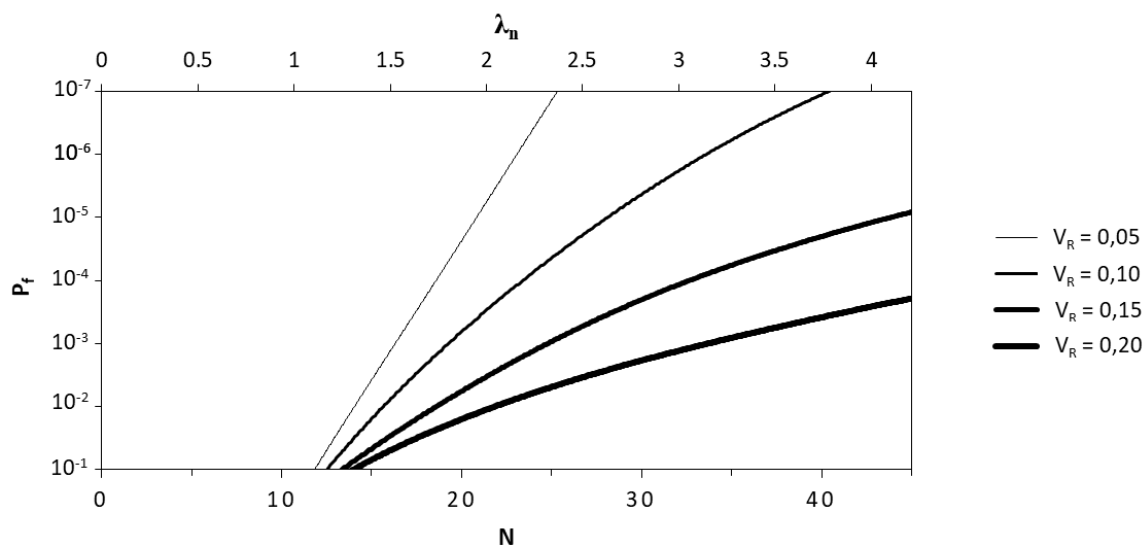


Figura A.52 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

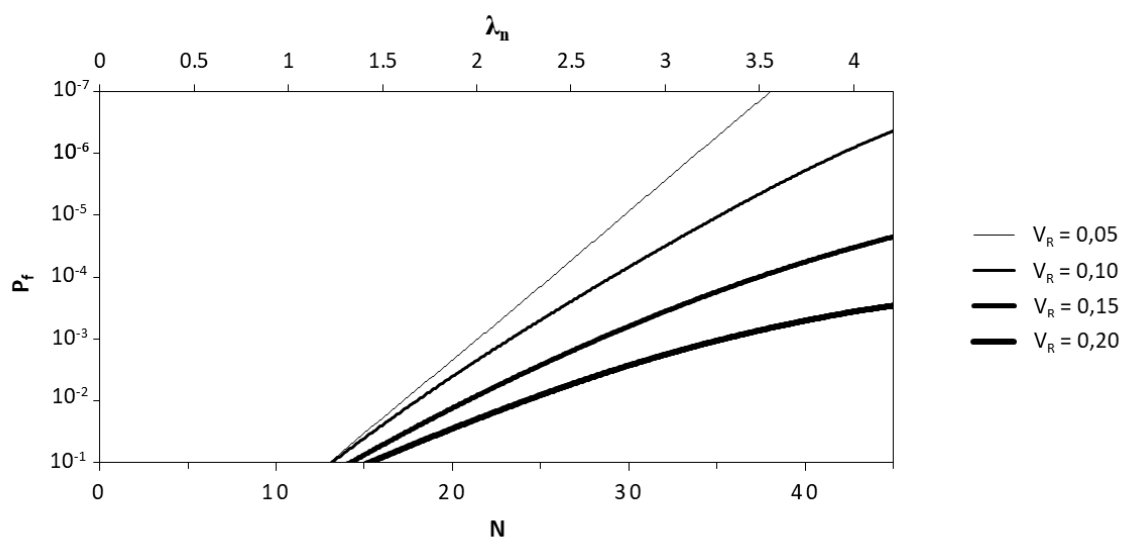


Figura A.53 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

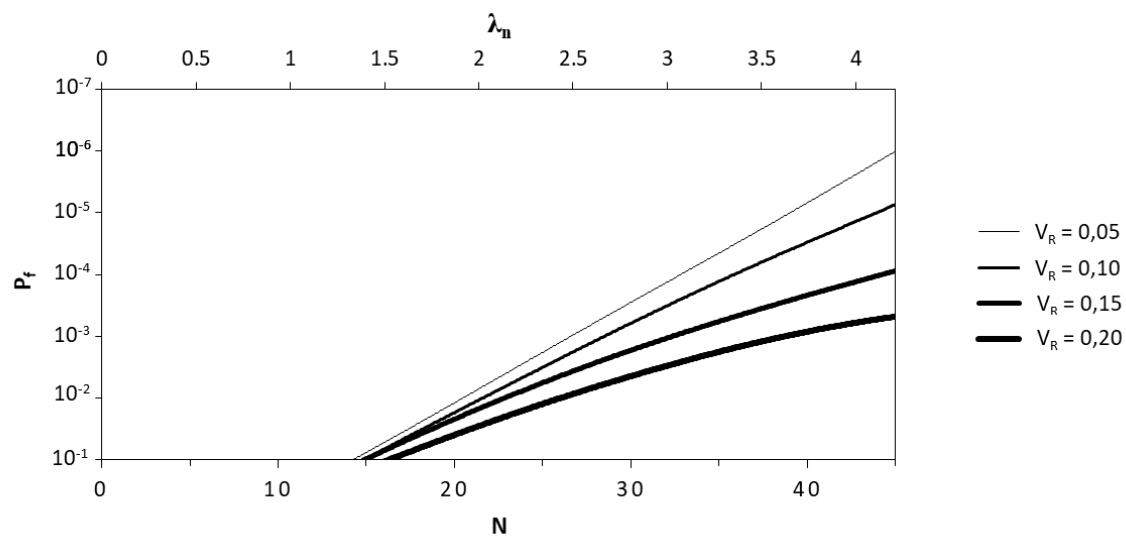


Figura A.54 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector R12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.5 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 8 mm (I8)

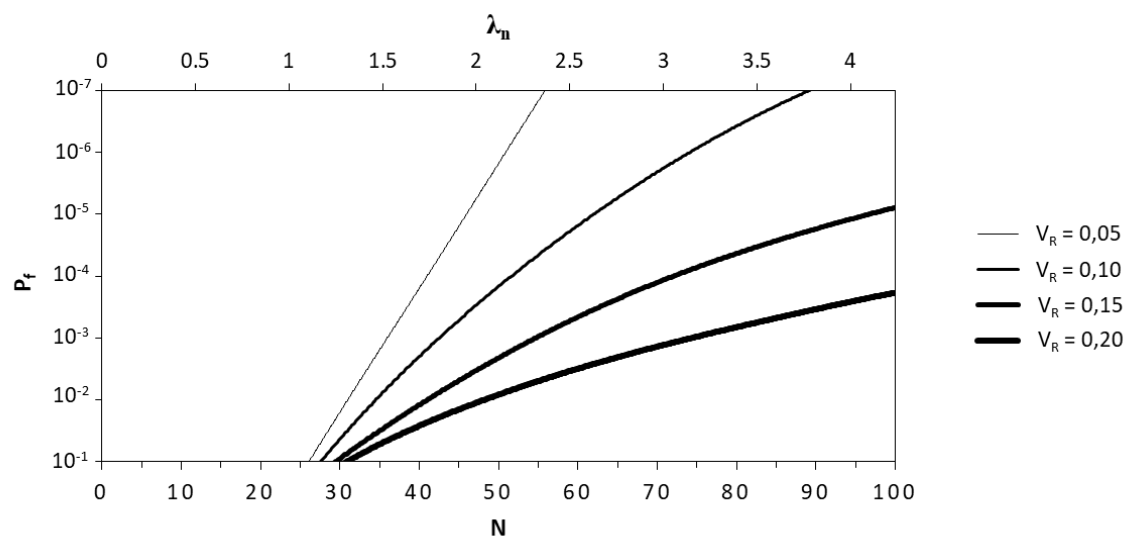


Figura A.55 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

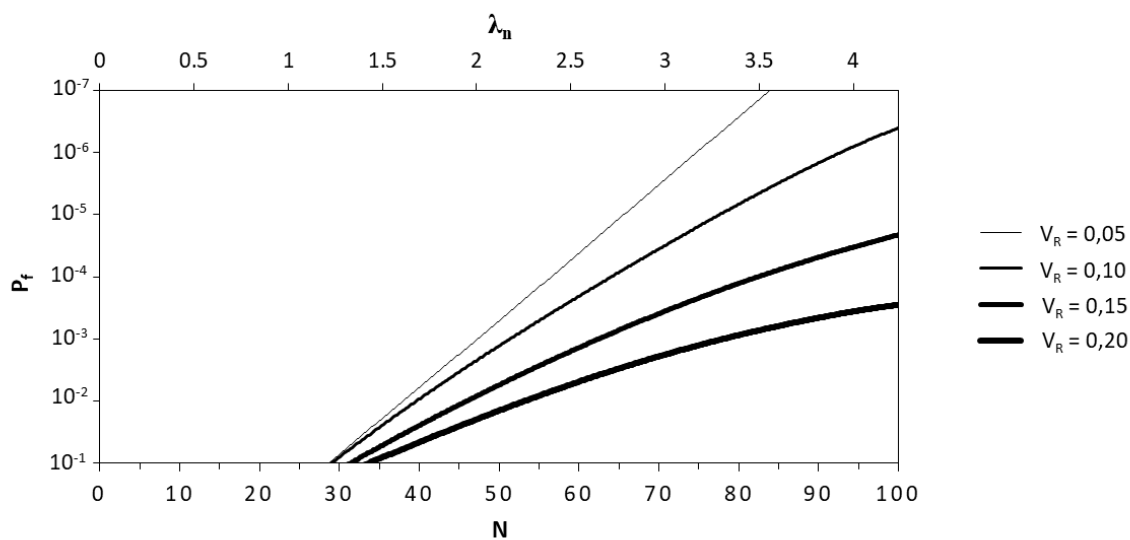


Figura A.56 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

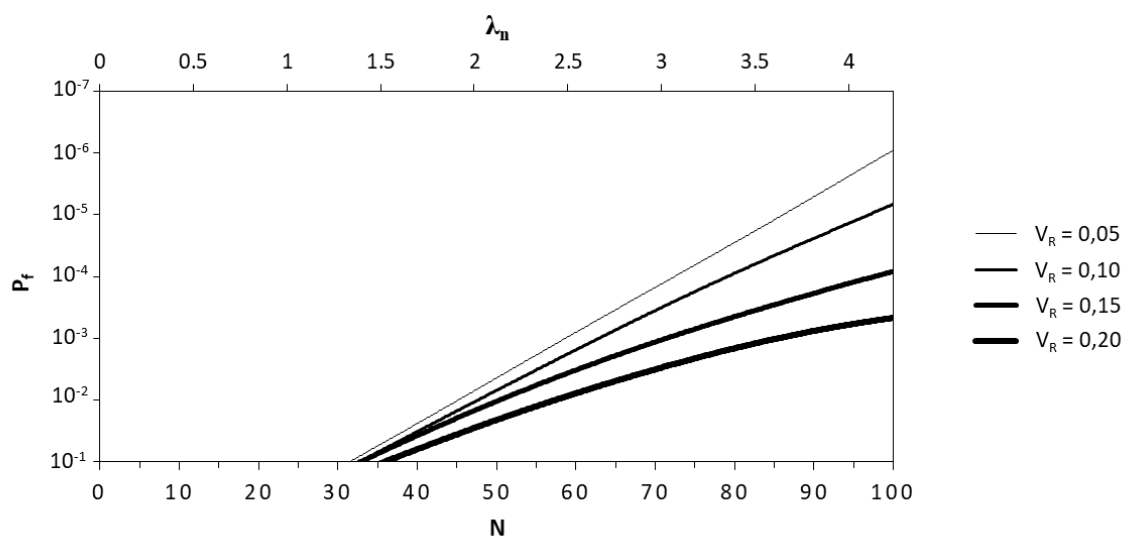


Figura A.57 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I8 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.6 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 10 mm (I10)

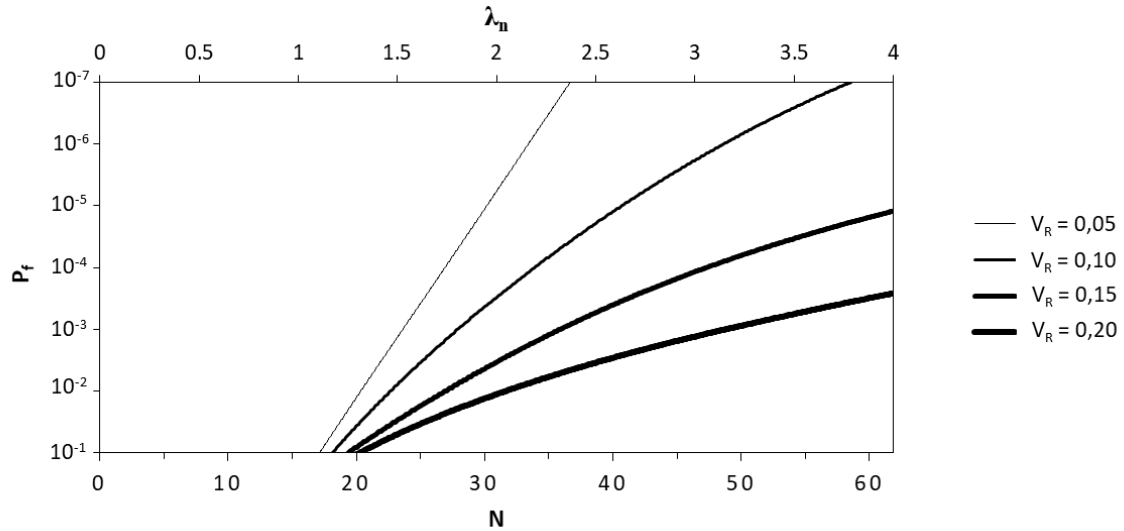


Figura A.58 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

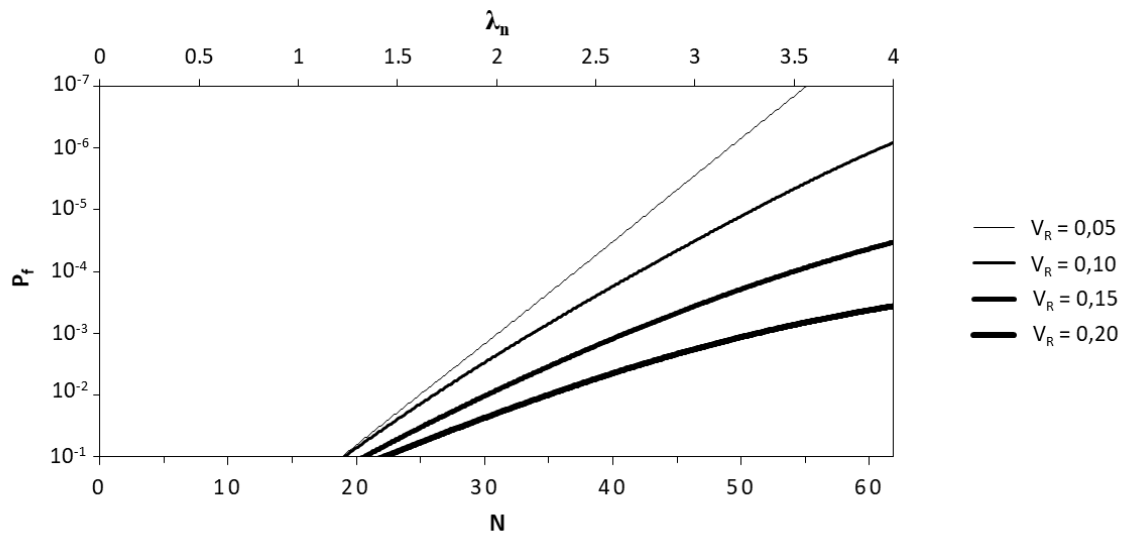


Figura A.59 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

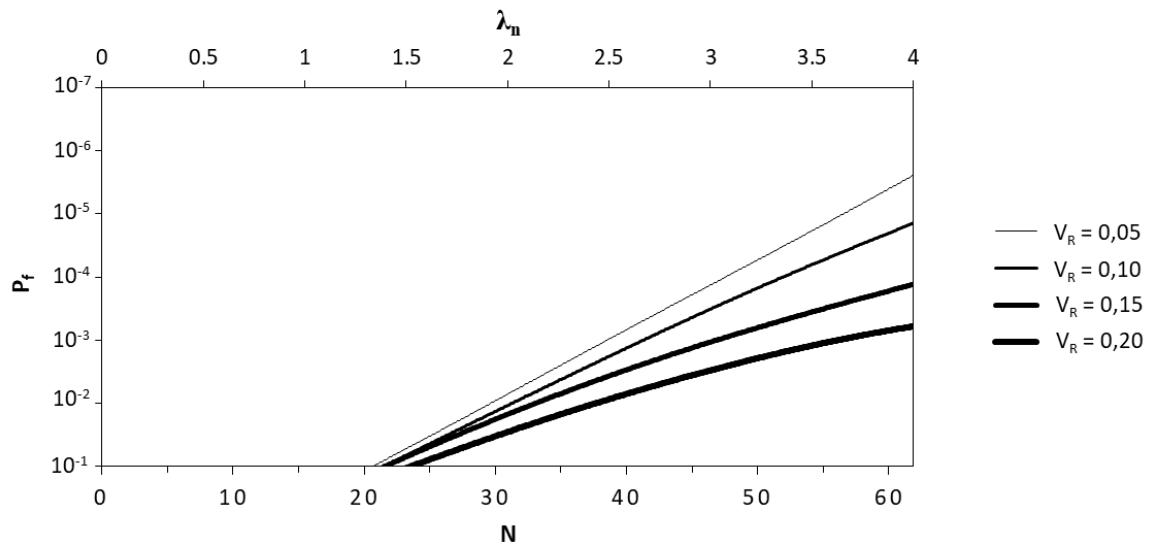


Figura A.60 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I10 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

A.3.7 Conector do tipo Treliçado Isósceles de 12,5 mm (I12,5)

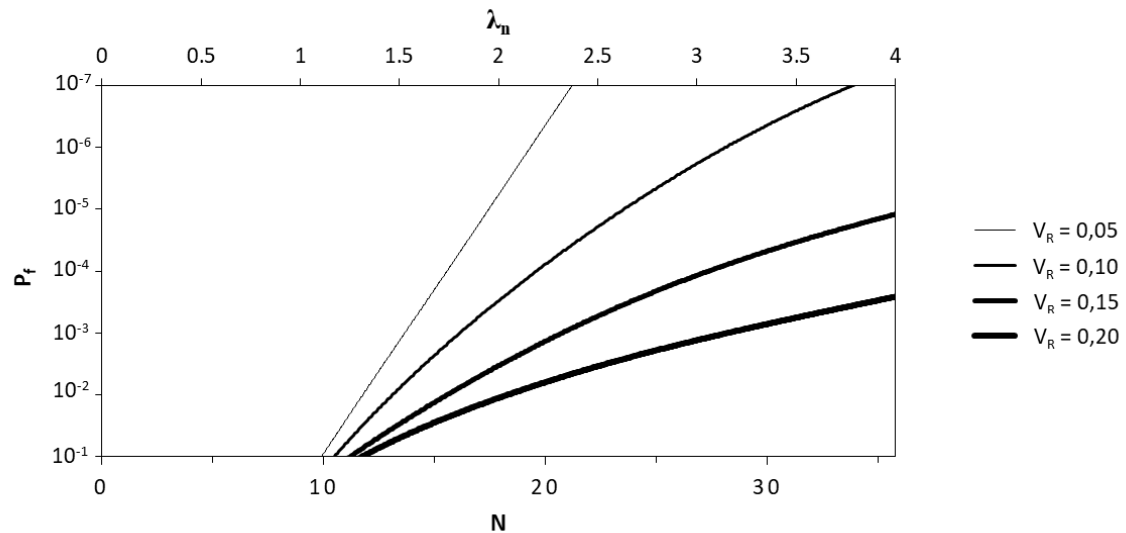


Figura A.61 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,10

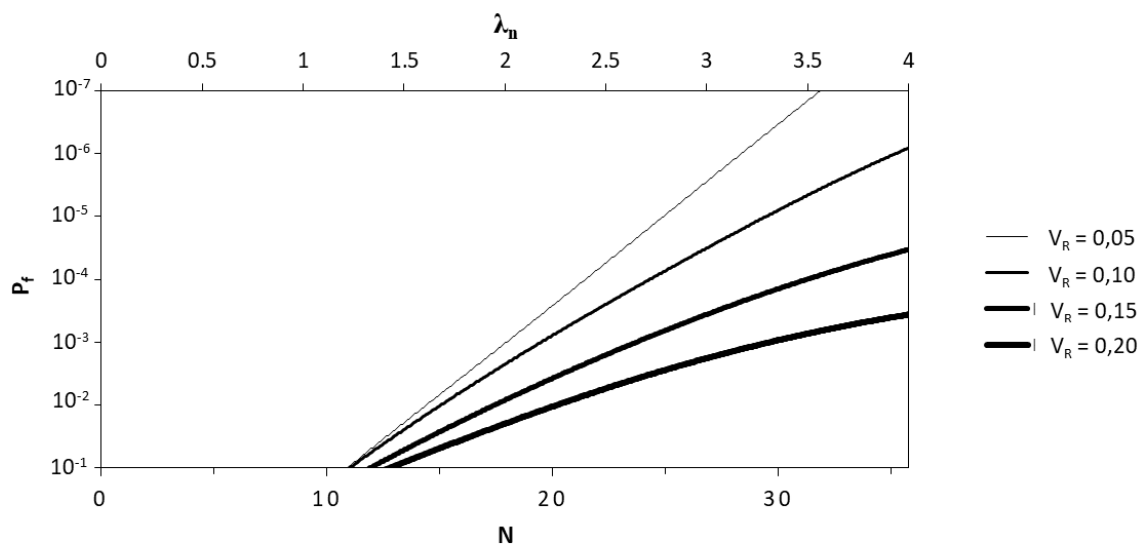


Figura A.62 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,20

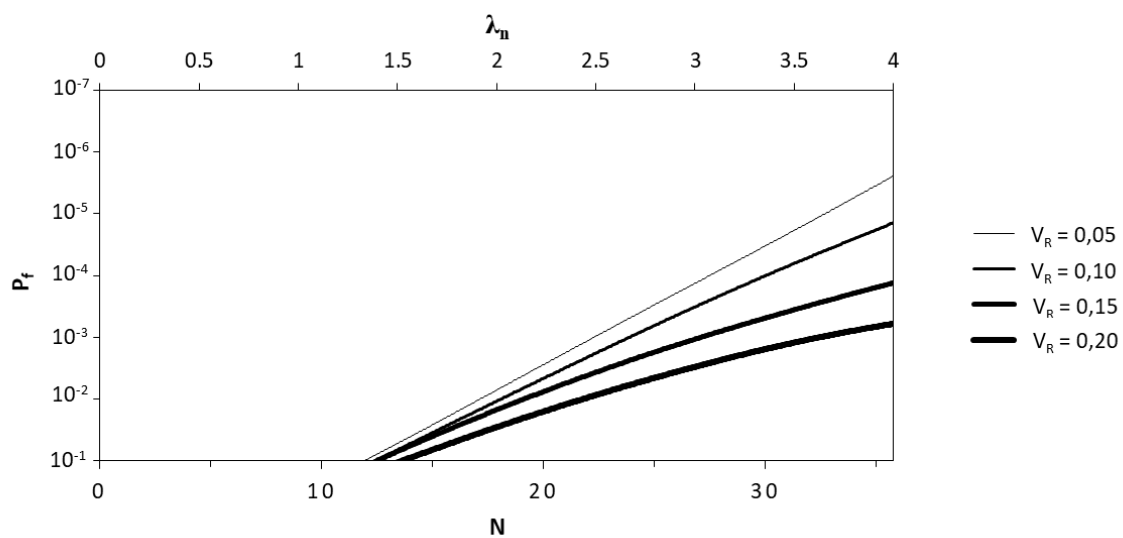


Figura A.63 – Relação de P_f em função de N e λ_n para o conector I12,5 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ e com o coeficiente de variação da solicitação (V_S) de 0,30

ANEXO B

PROBABILIDADE DE FALHA (P_f) EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE CONECTORES (N) PARA DETERMINADAS PROPORÇÕES (λ_0) DA RESISTÊNCIA DO CONECTOR EM RELAÇÃO À SOLICITAÇÃO

B.1 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

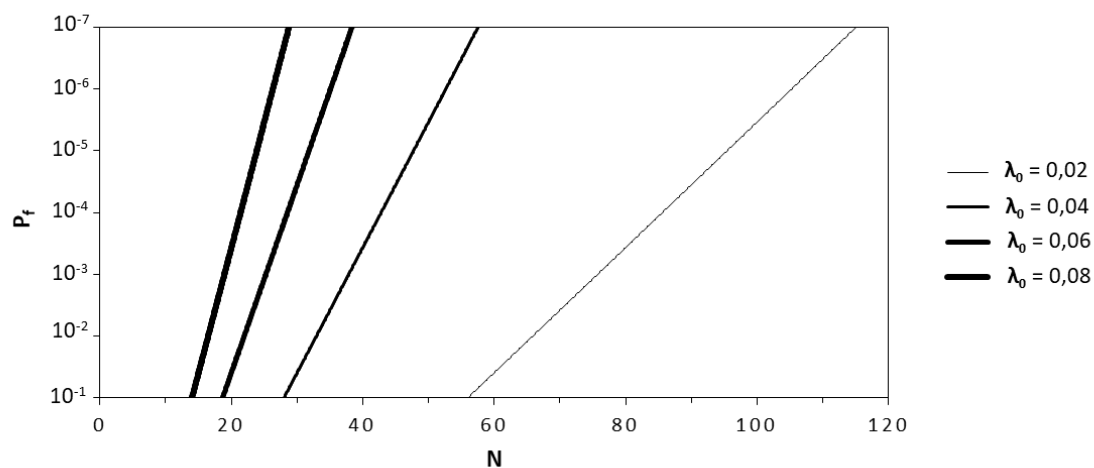


Figura B.1 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado R = LN e S = EVI, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,10$

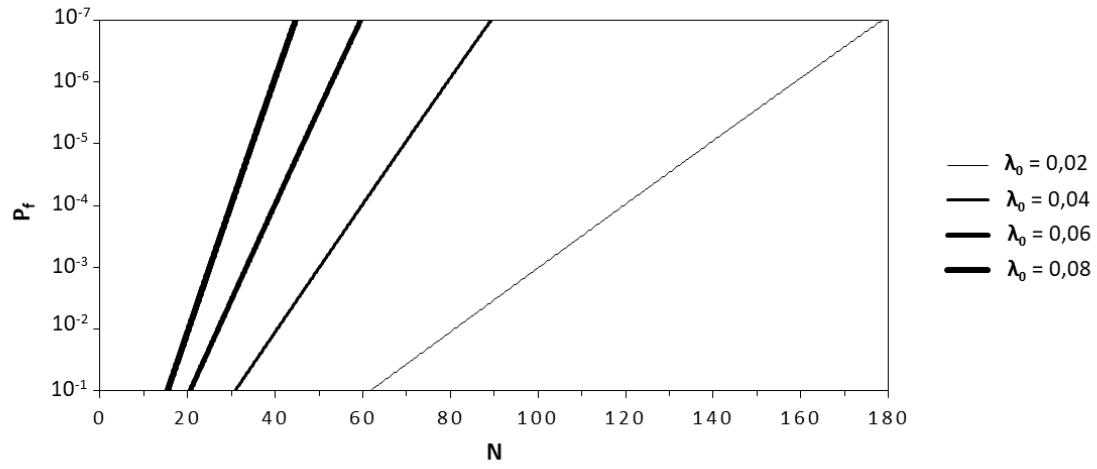


Figura B.2 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,20$

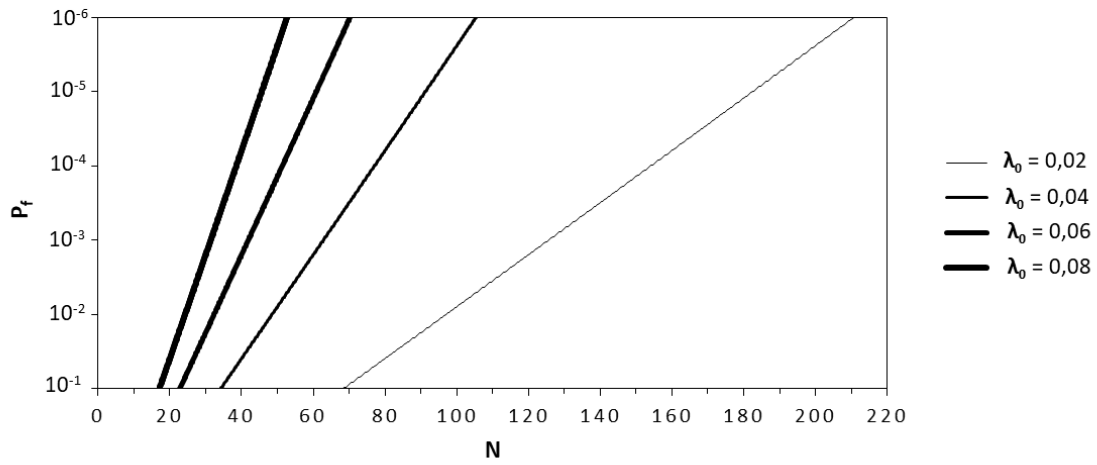


Figura B.3 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,30$

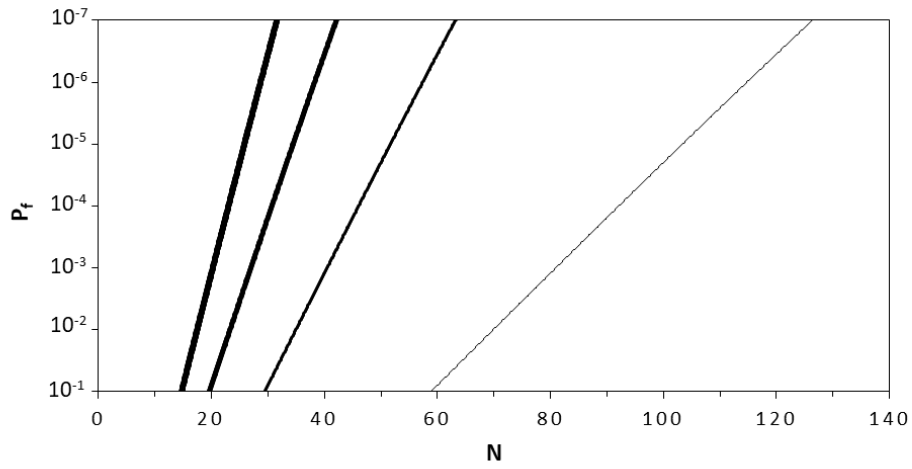


Figura B.4 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,10$

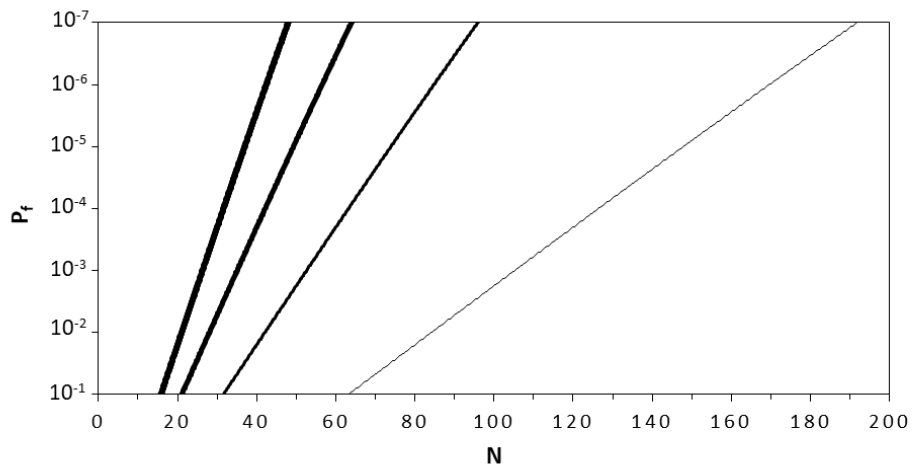


Figura B.5 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,20$

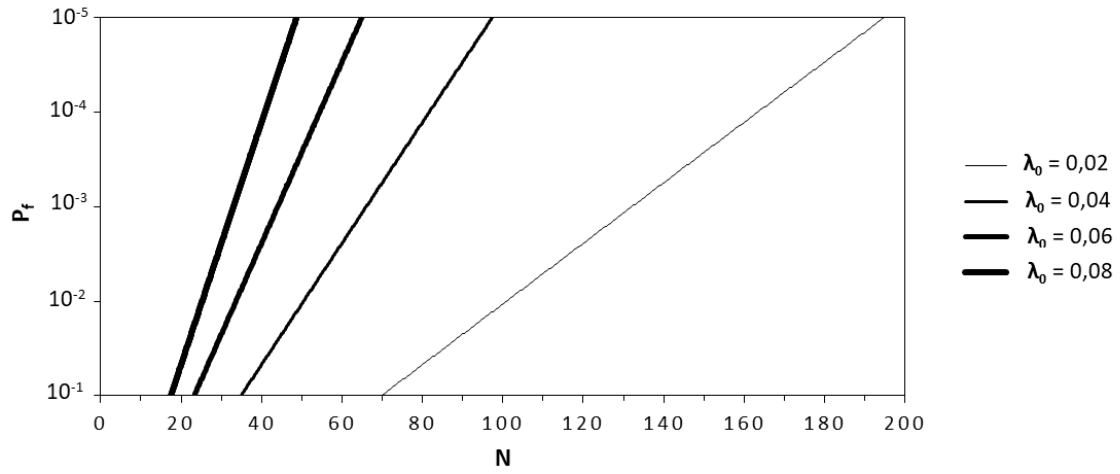


Figura B.6 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,30$

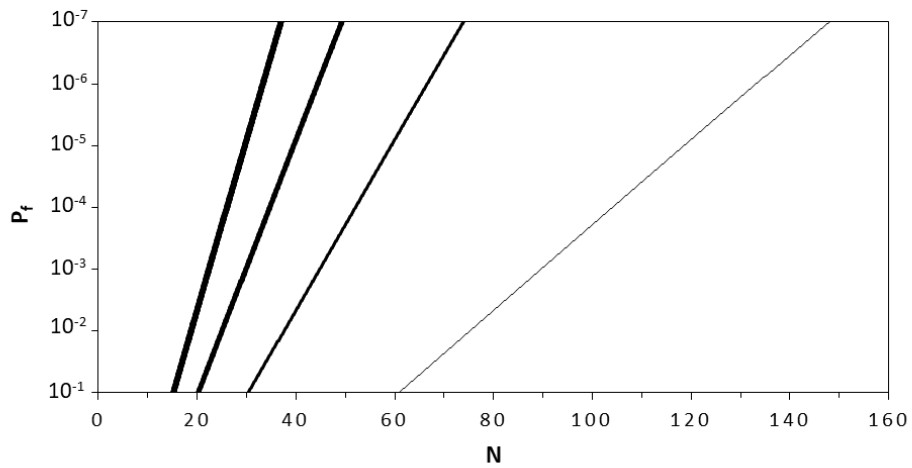


Figura B.7 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,10$

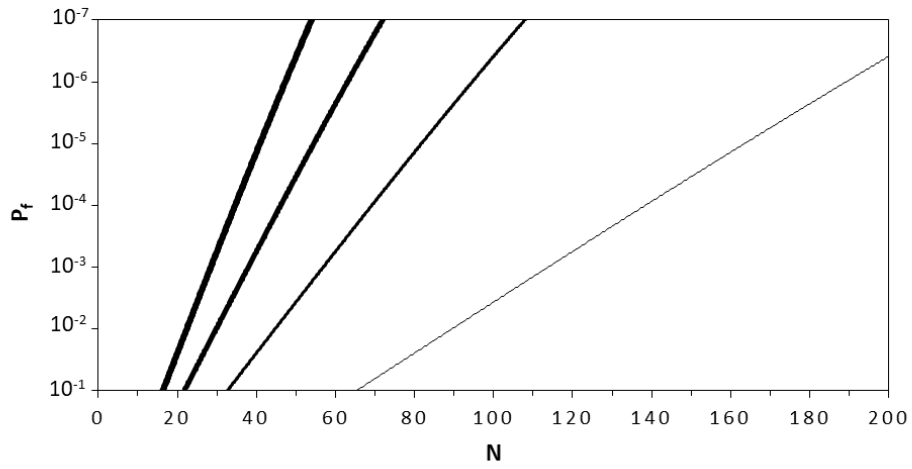


Figura B.8 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,20$

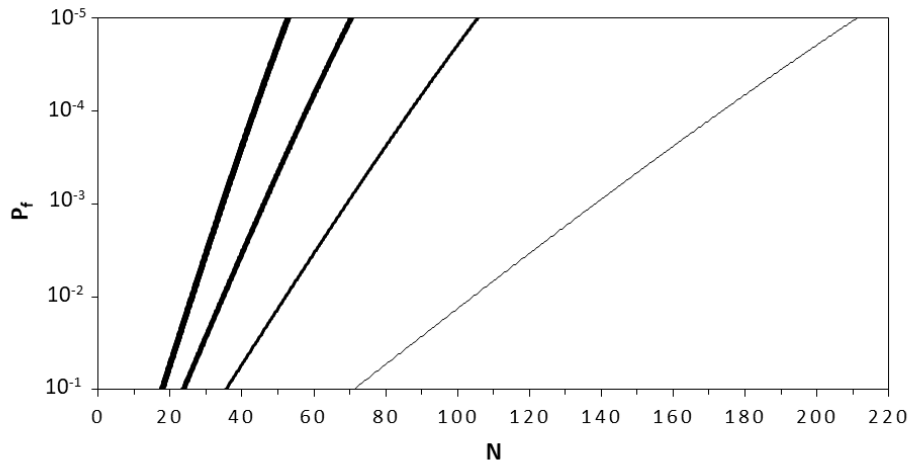


Figura B.9 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,30$

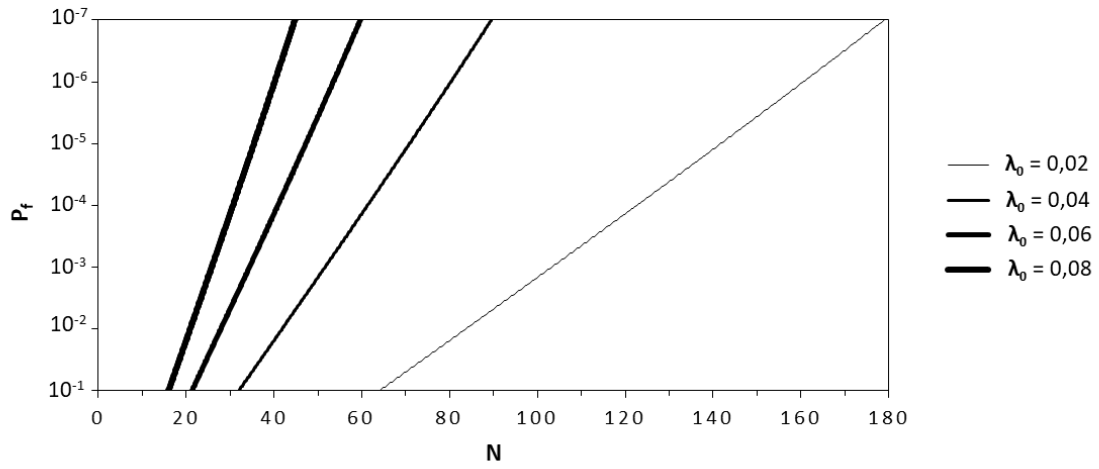


Figura B.10 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,10$

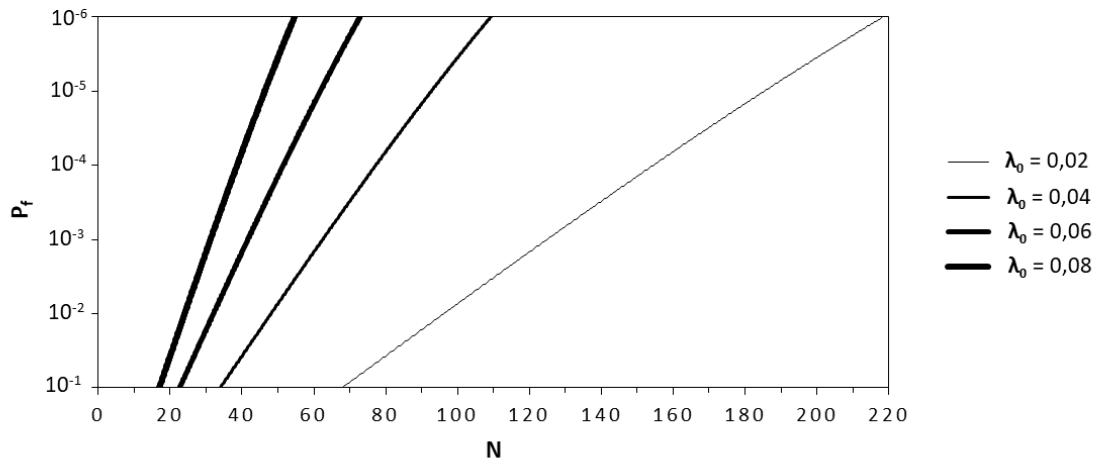


Figura B.11 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,20$

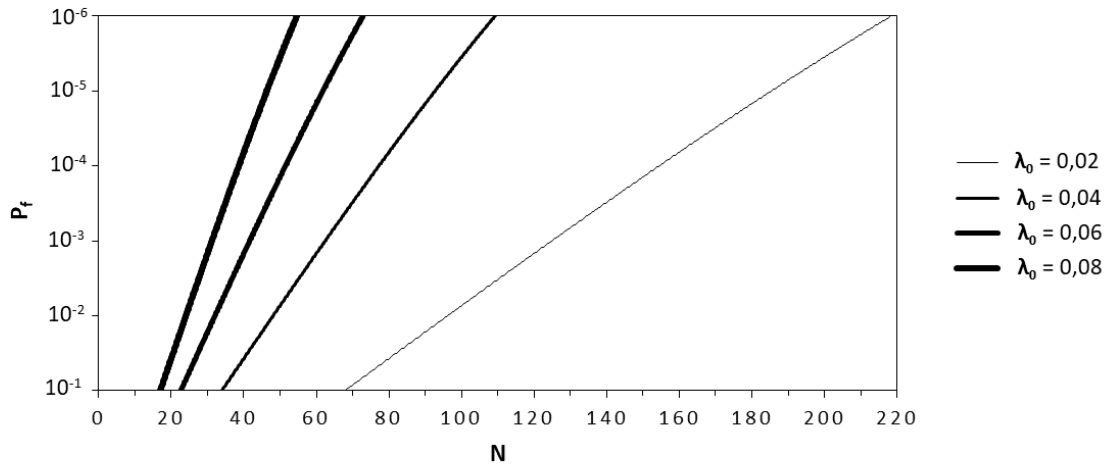


Figura B.11 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,20$

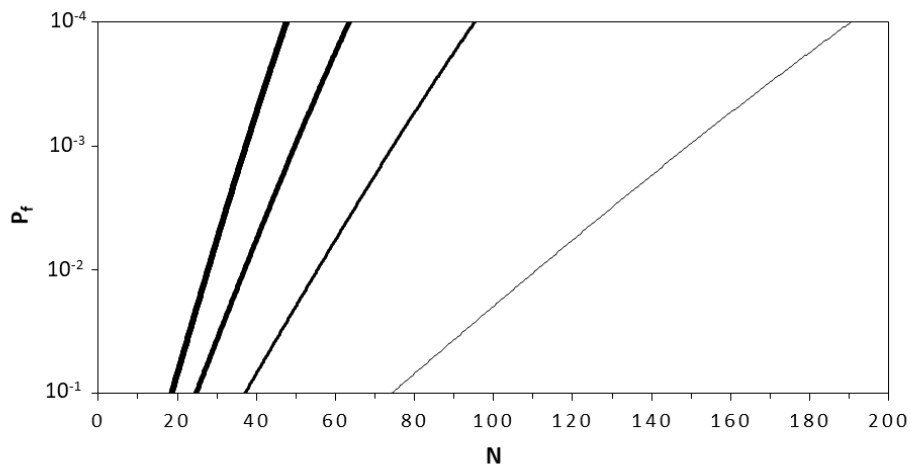


Figura B.12 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVI$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,30$

B.2 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – WEIBULL (EVIII)

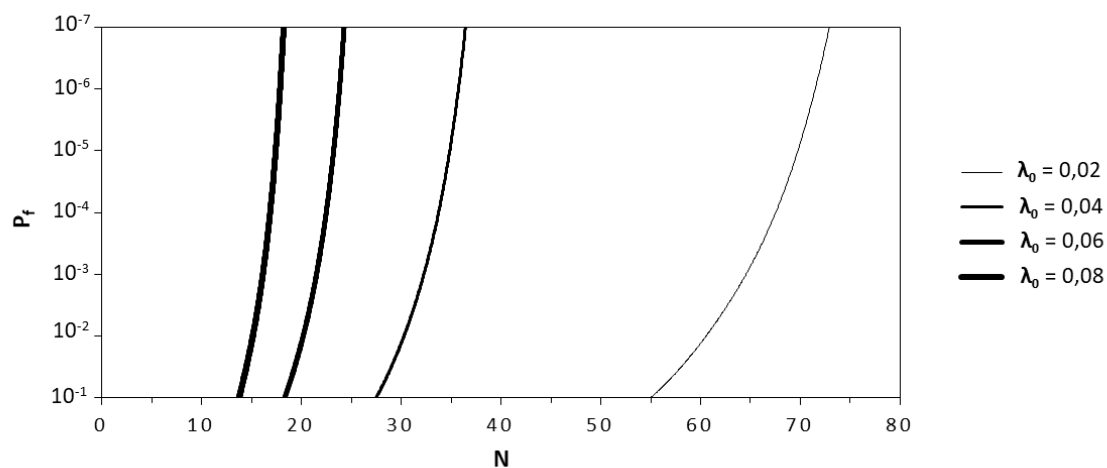


Figura B.13 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,10$

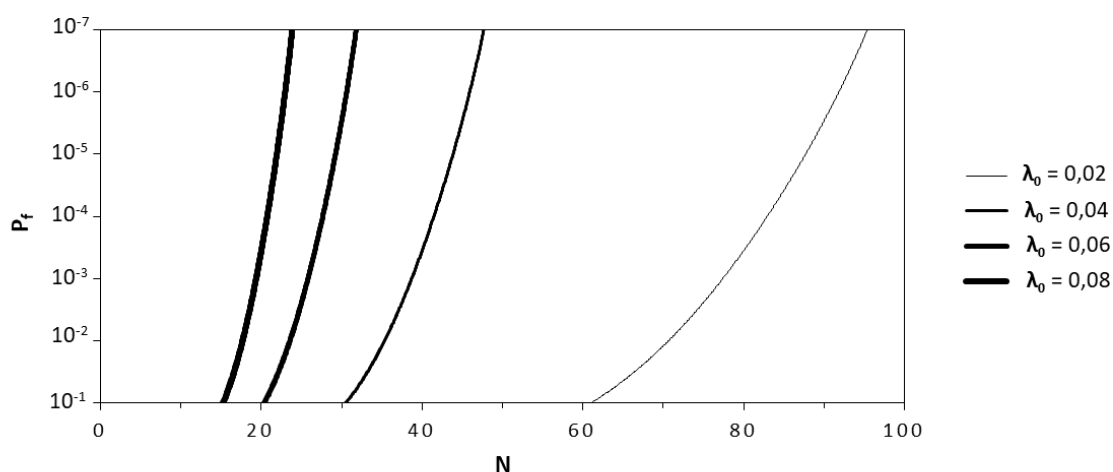


Figura B.14 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,20$

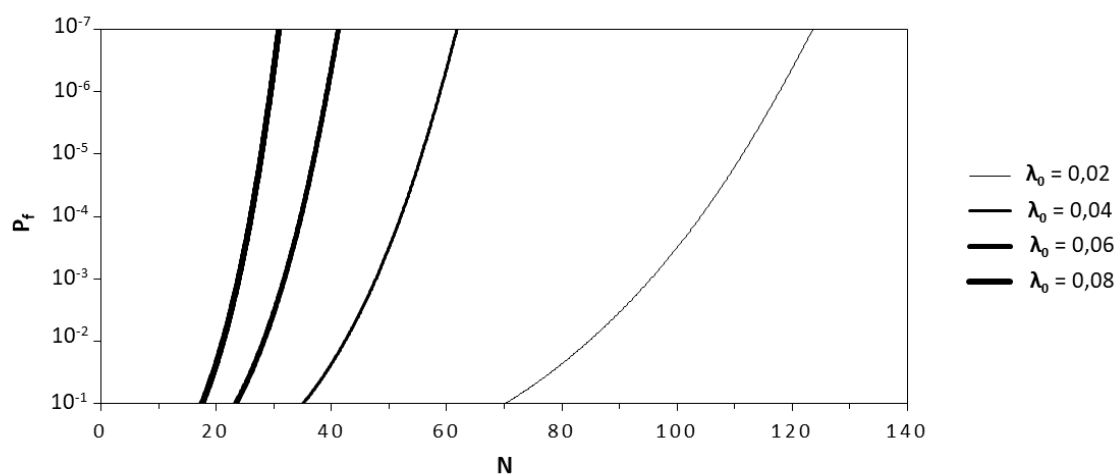


Figura B.15 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,30$

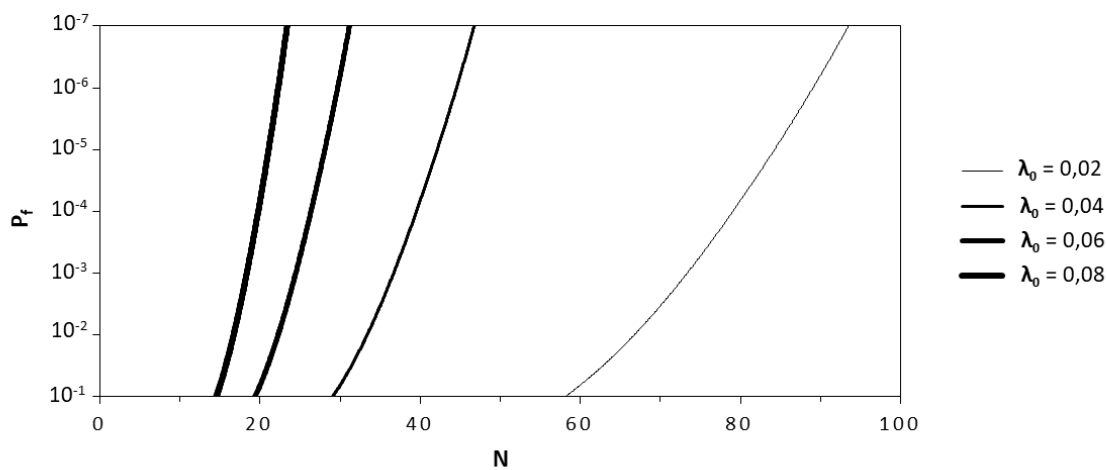


Figura B.16 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,10$

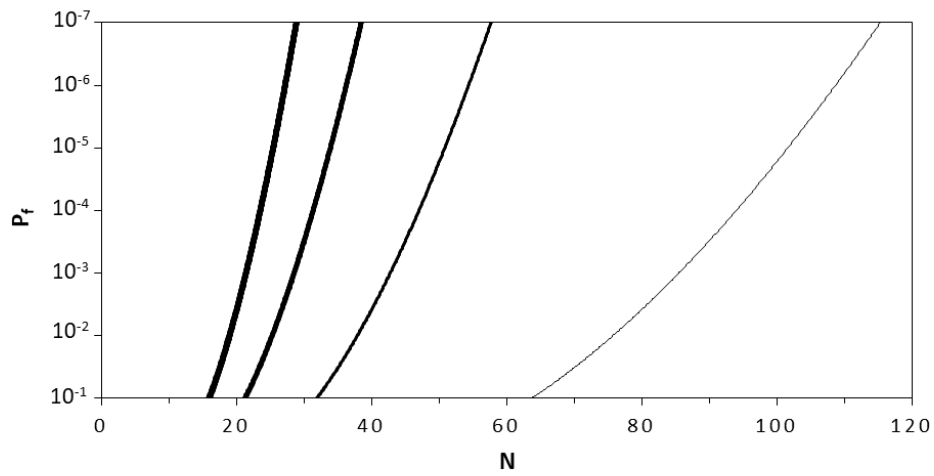


Figura B.17 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,20$

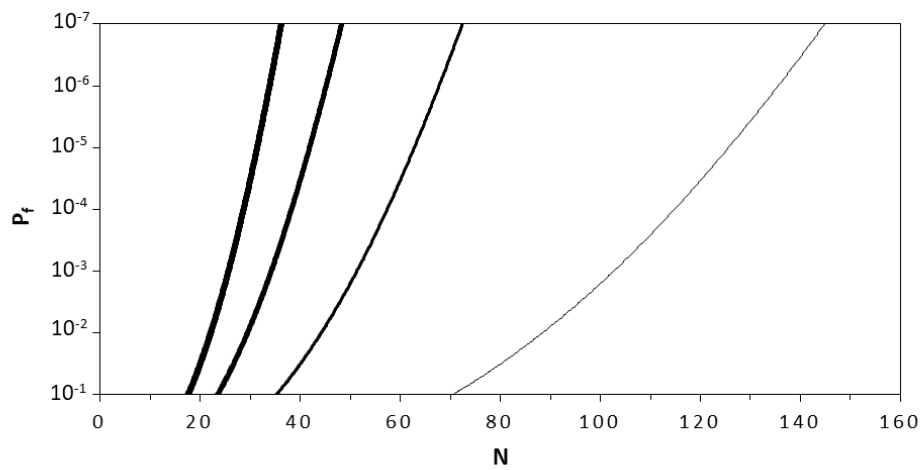


Figura B.18 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,30$

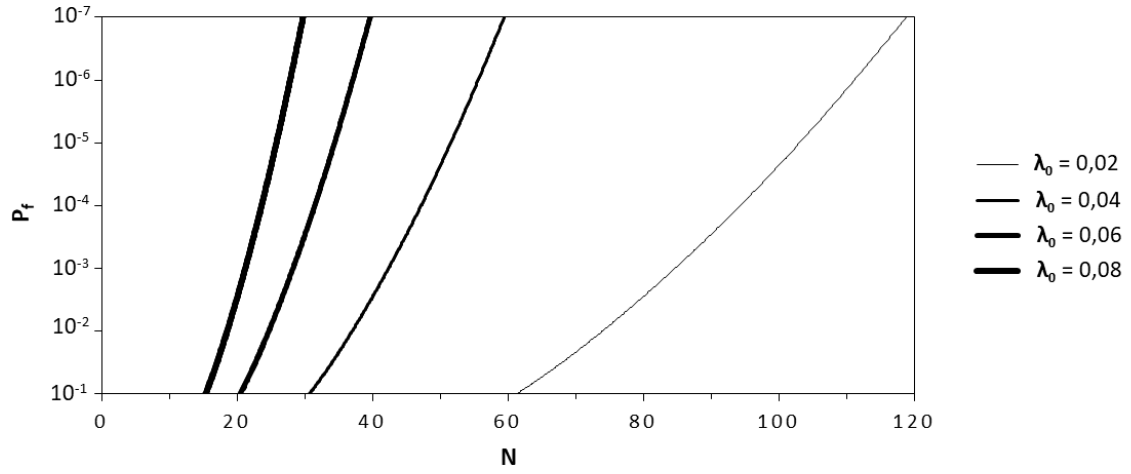


Figura B.19 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,10$

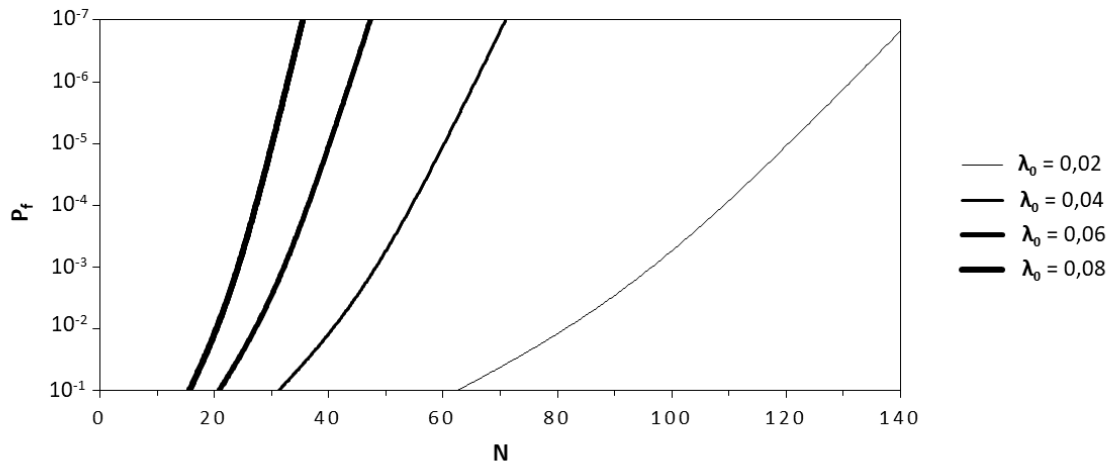


Figura B.20 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,20$

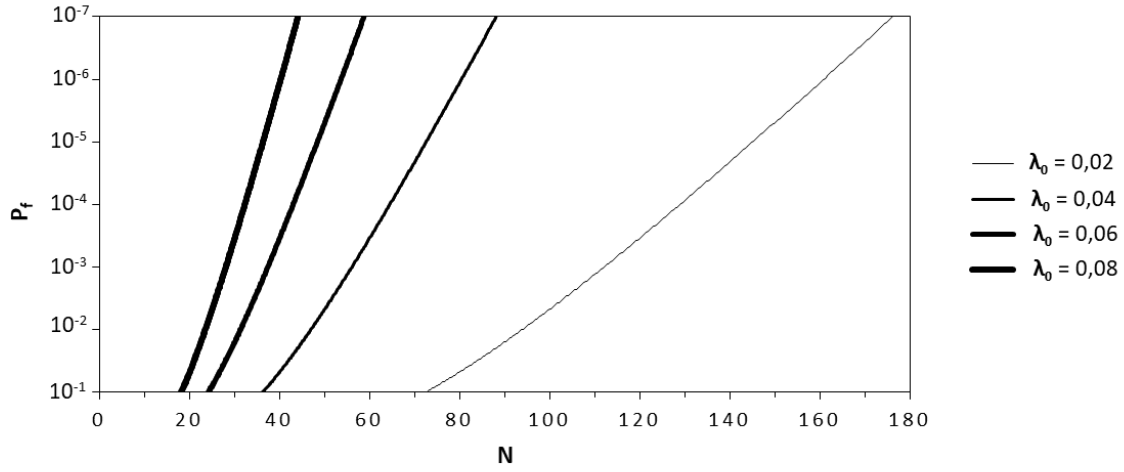


Figura B.21 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,30$

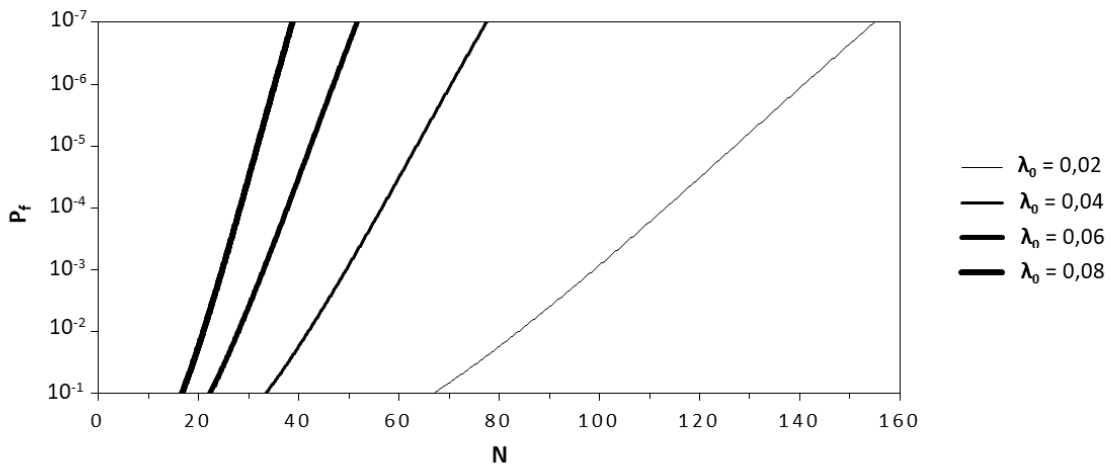


Figura B.22 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,10$

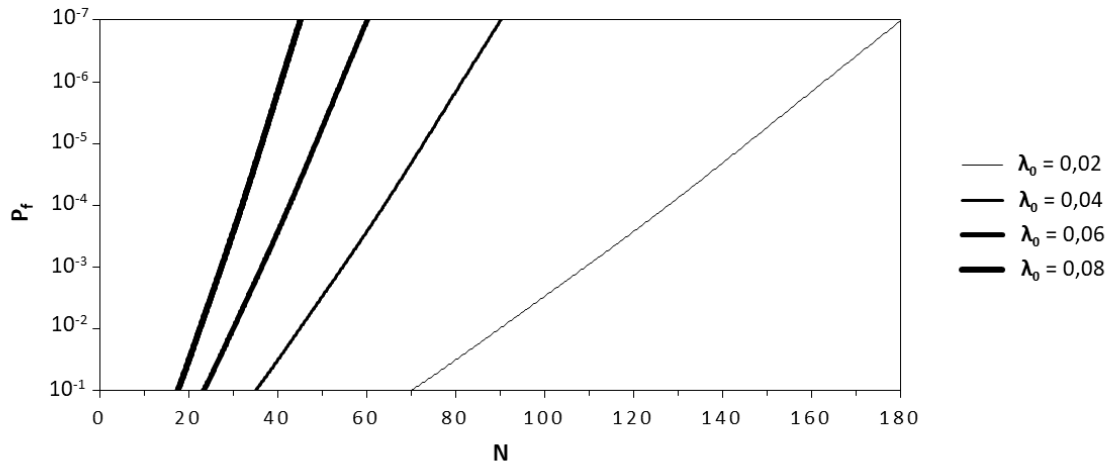


Figura B.23 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,20$

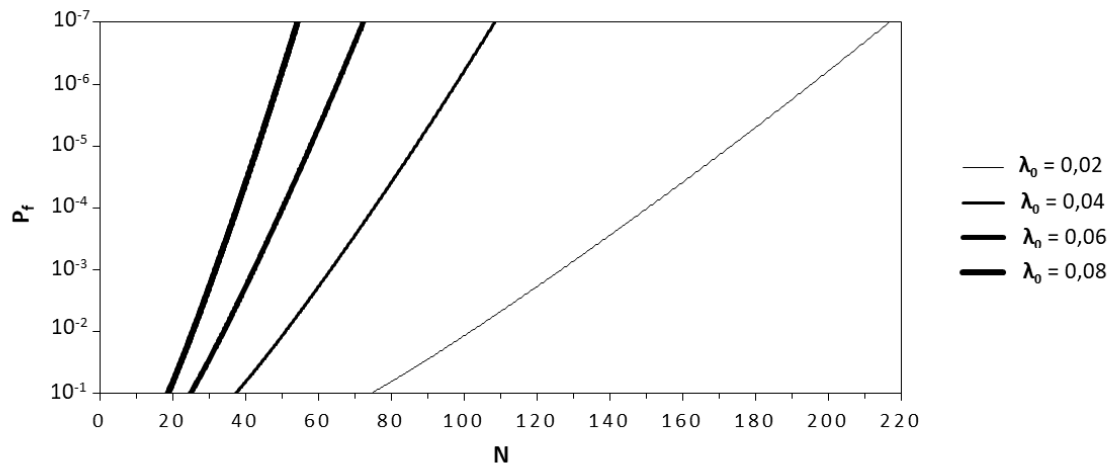


Figura B.24 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = LN$ e $S = EVIII$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,30$

B.3 RESISTÊNCIA (R) - WEIBULL (EVIII) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

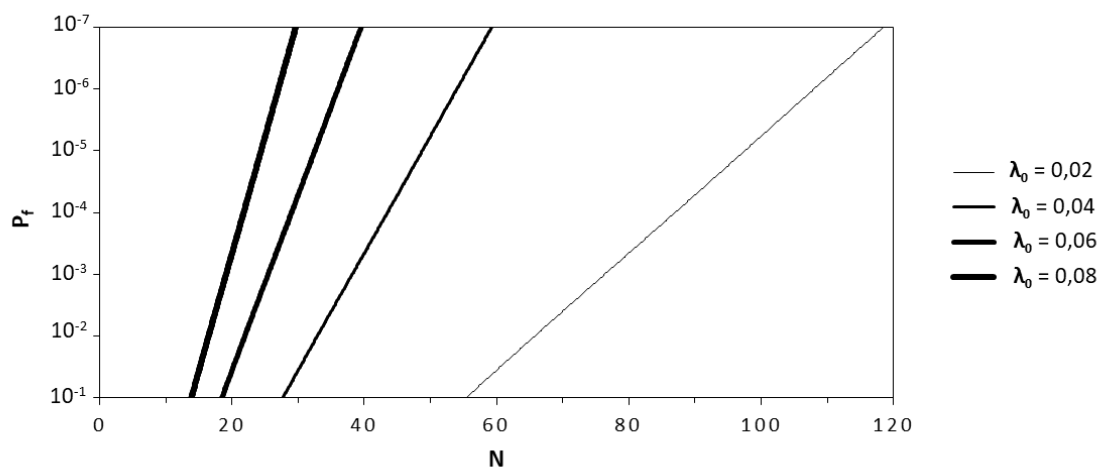


Figura B.25 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado R = EVIII e S = EVI, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,10$

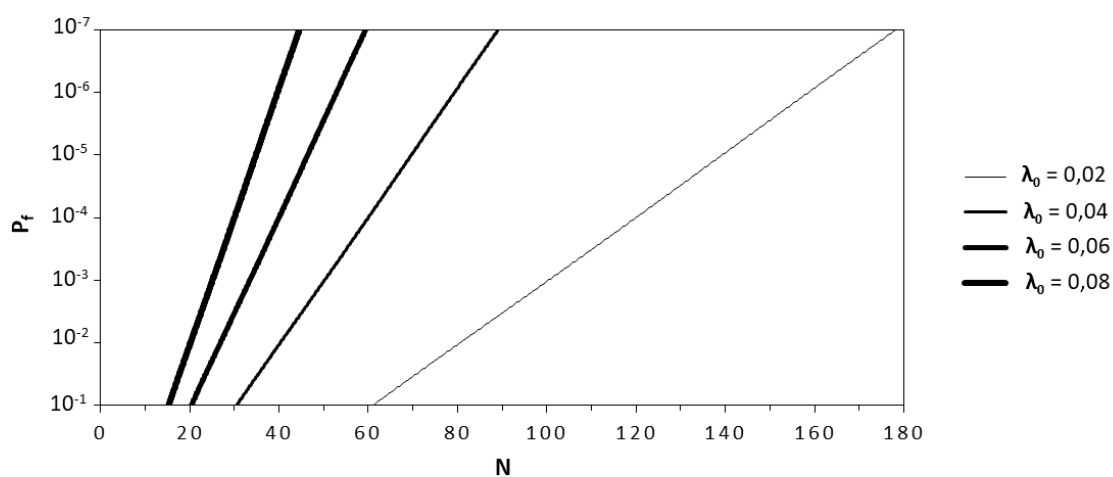


Figura B.26 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado R = EVIII e S = EVI, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,20$

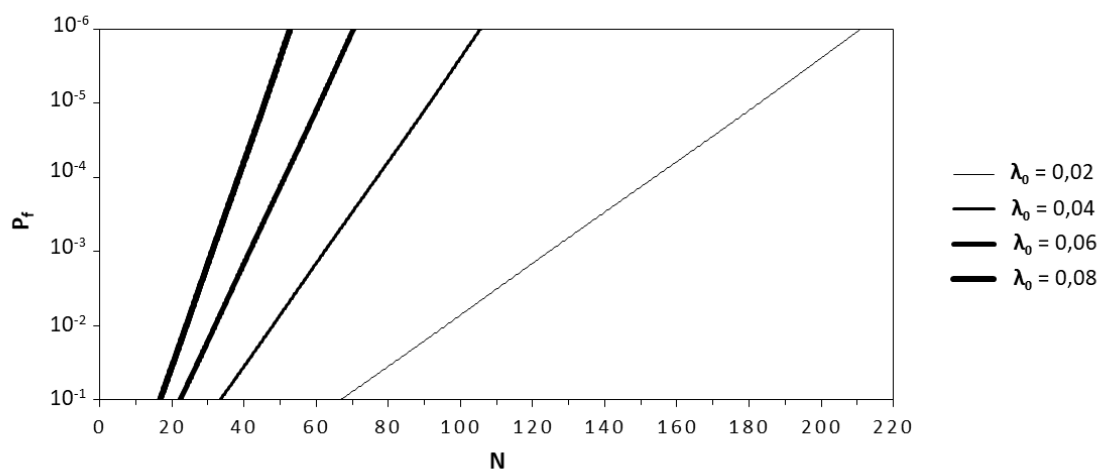


Figura B.27 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,05$ e $V_S = 0,30$

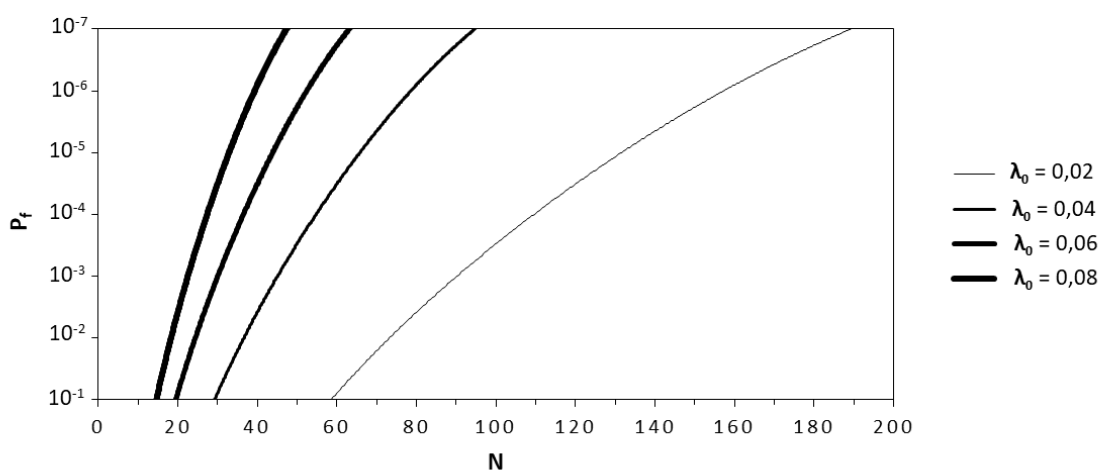


Figura B.28 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,10$

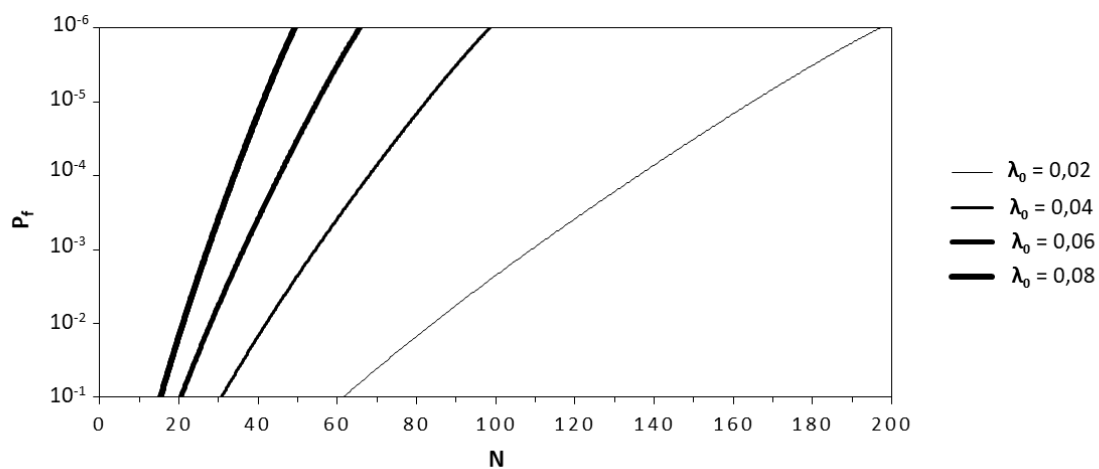


Figura B.29 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,20$

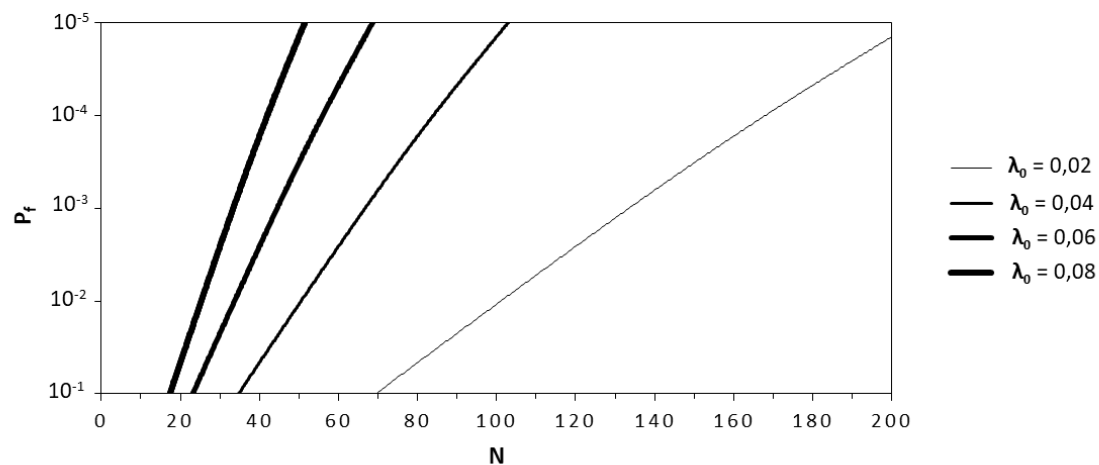


Figura B.30 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,10$ e $V_S = 0,30$

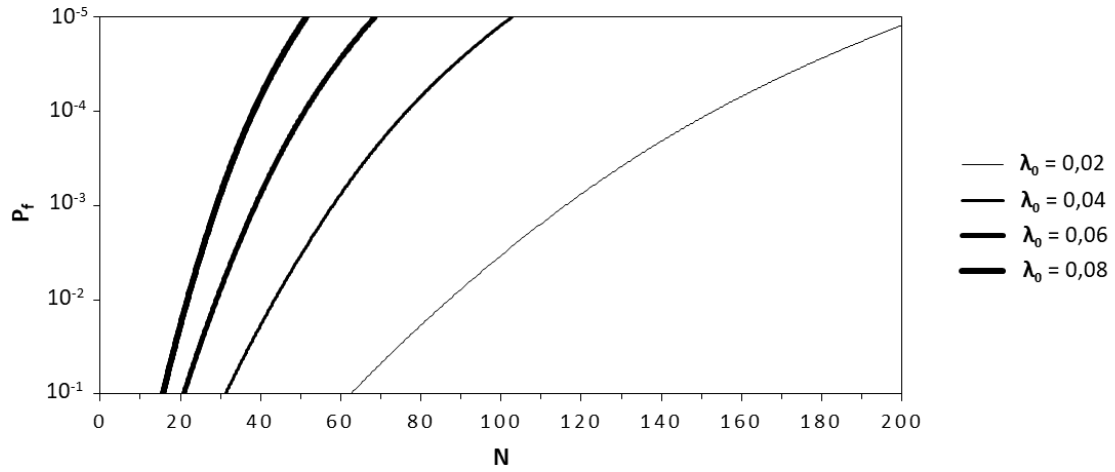


Figura B.31 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,10$

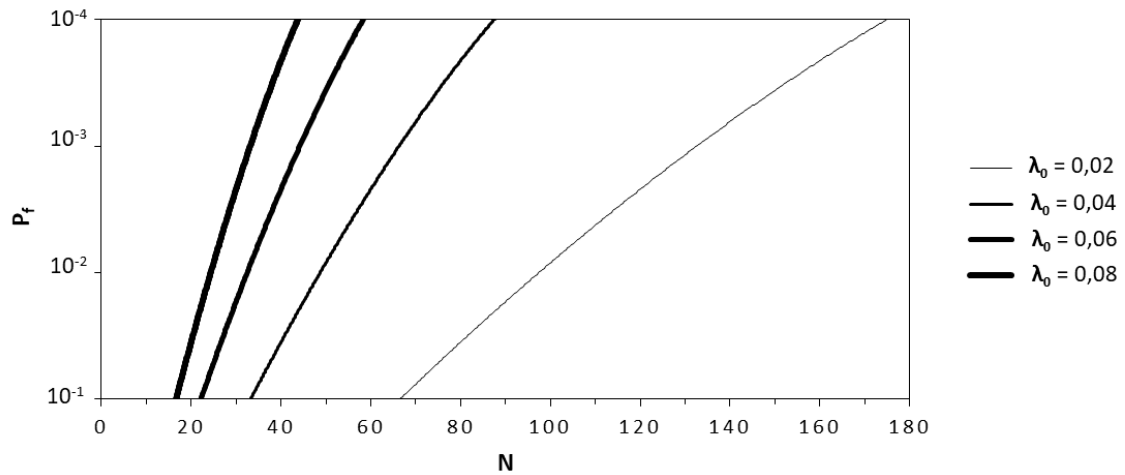


Figura B.32 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,20$

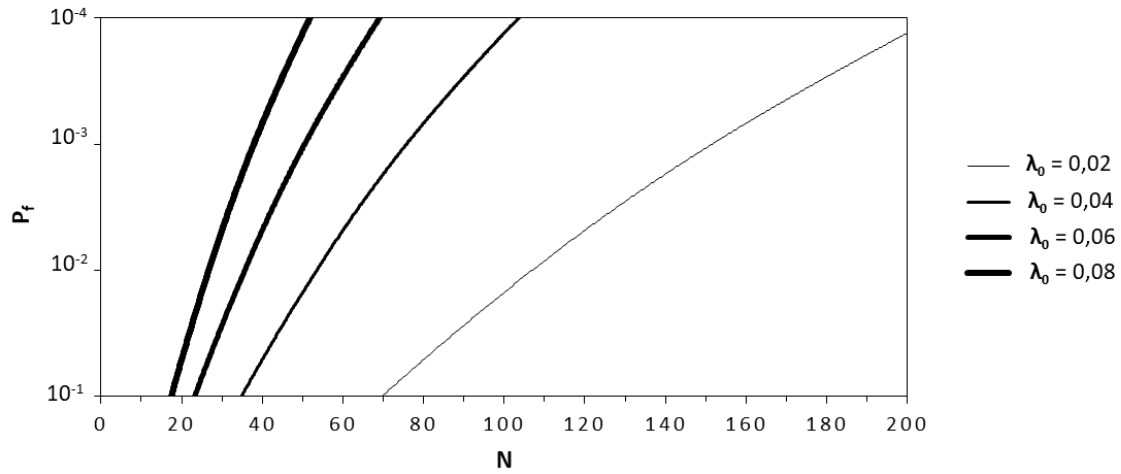


Figura B.33 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,15$ e $V_S = 0,30$

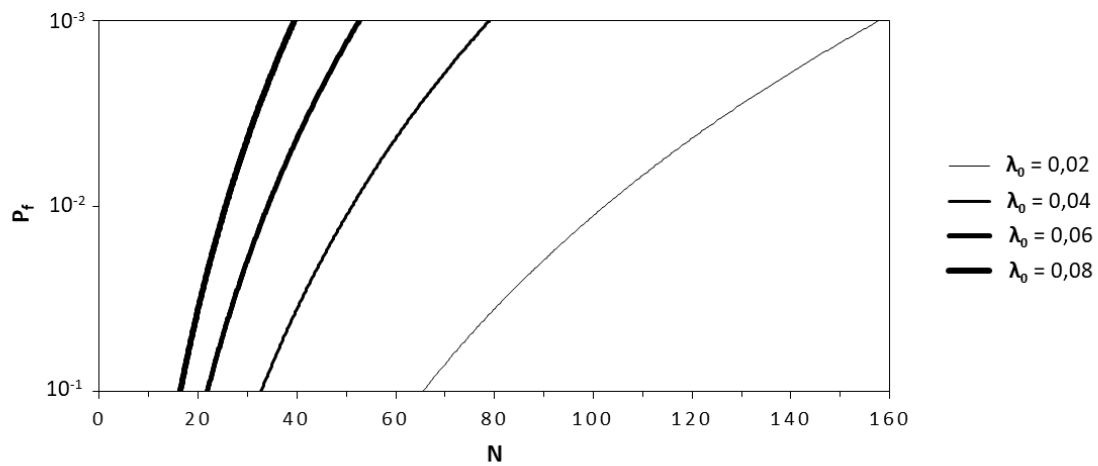


Figura B.34 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,10$

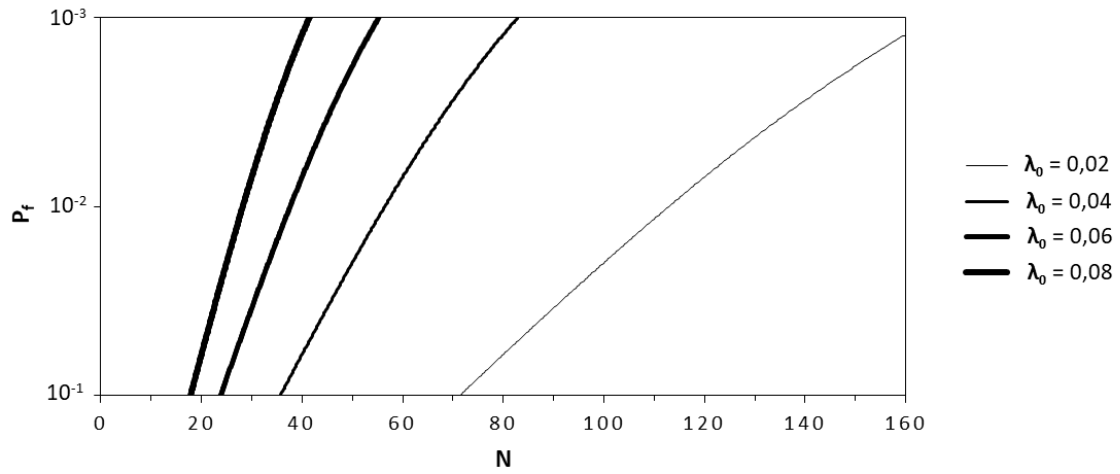


Figura B.35 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,20$

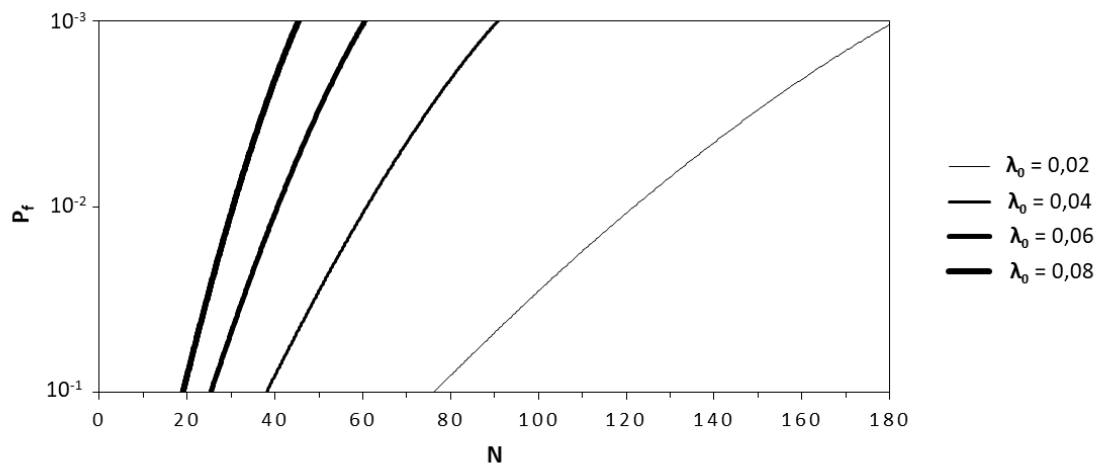


Figura B.36 – Relação de P_f em função de N para diferentes valores de λ_0 dado $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$, dado $V_R = 0,20$ e $V_S = 0,30$

ANEXO C

PROBABILIDADE DE FALHA (P_f) EM FUNÇÃO DA RAZÃO (λ_n) ENTRE A MÉDIA DA RESISTÊNCIA E A MÉDIA DA SOLICITAÇÃO

C.1 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

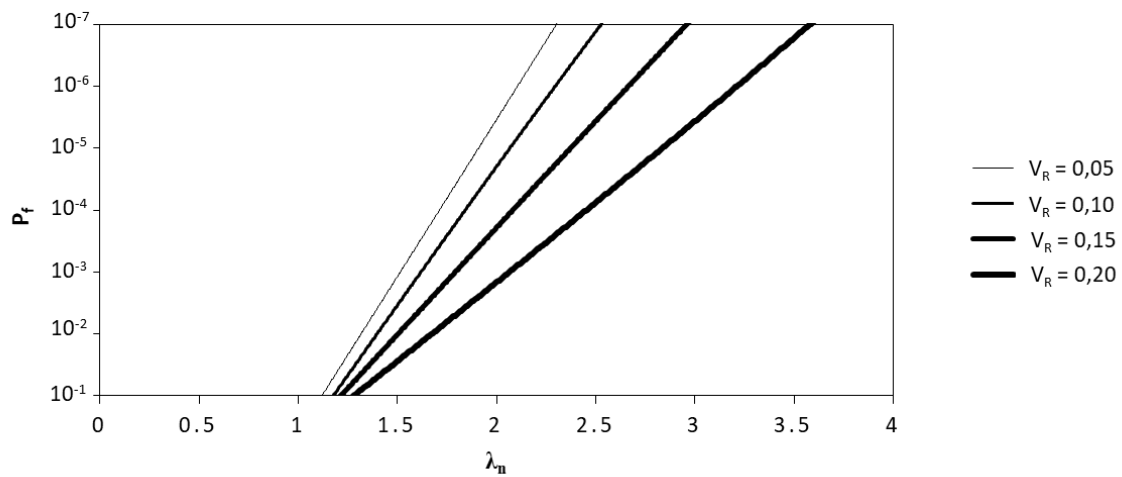


Figura C.1 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$
(modificado – Melchers, 1999)

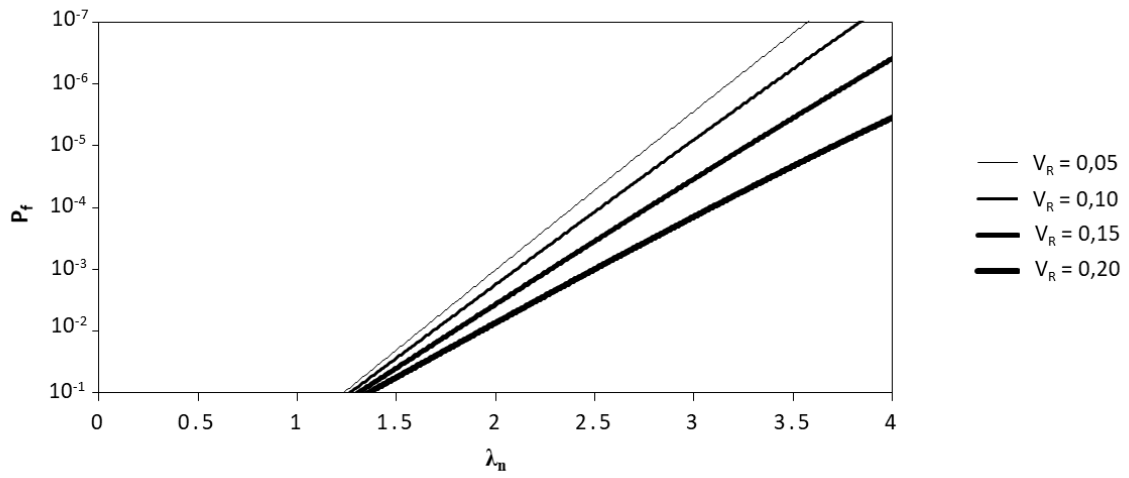


Figura C.2 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,20$, $R = \text{LN}$ e $S = \text{EVI}$
(modificado – Melchers, 1999)

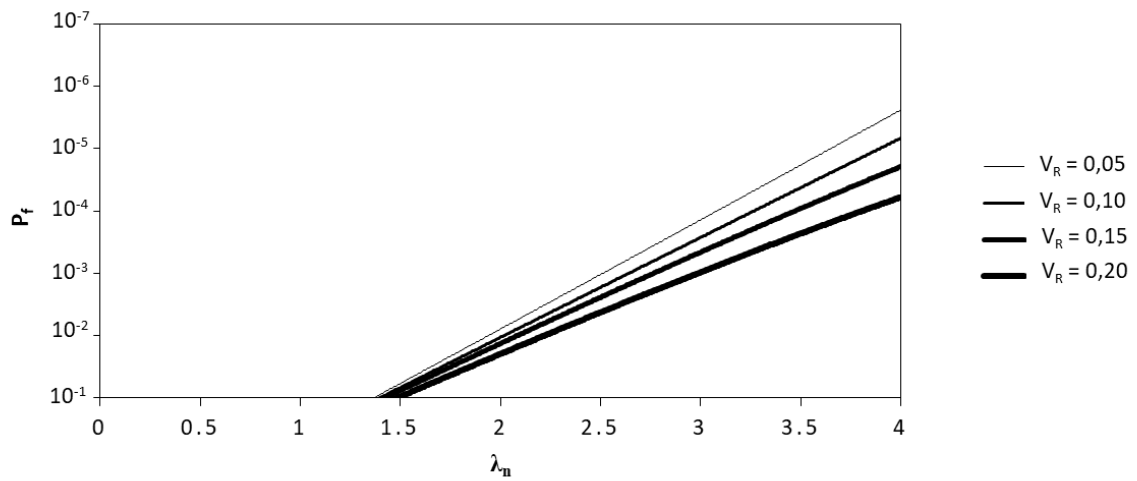


Figura C.3 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,30$, $R = \text{LN}$ e $S = \text{EVI}$
(modificado – Melchers, 1999)

C.2 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – WEIBULL (EVIII)

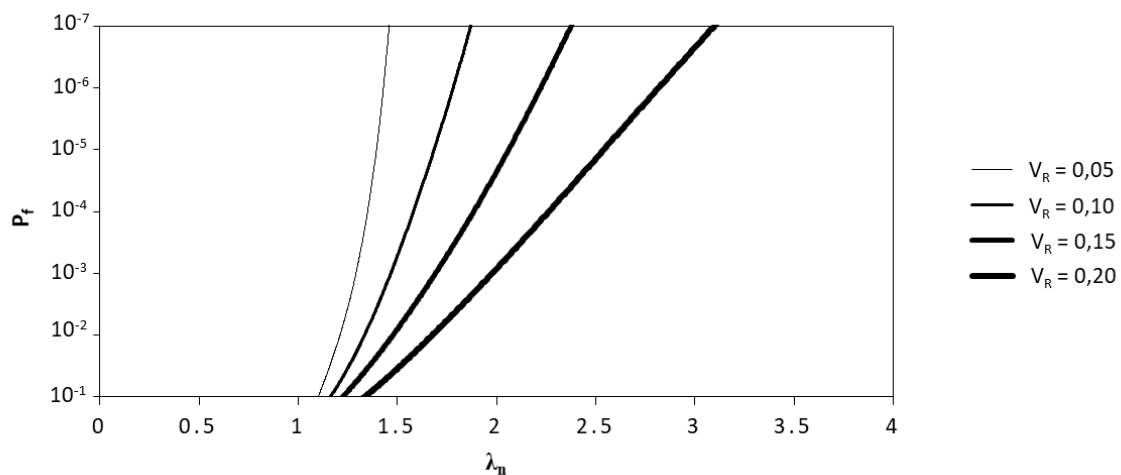


Figura C.4 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVIII$
(modificado – Melchers, 1999)

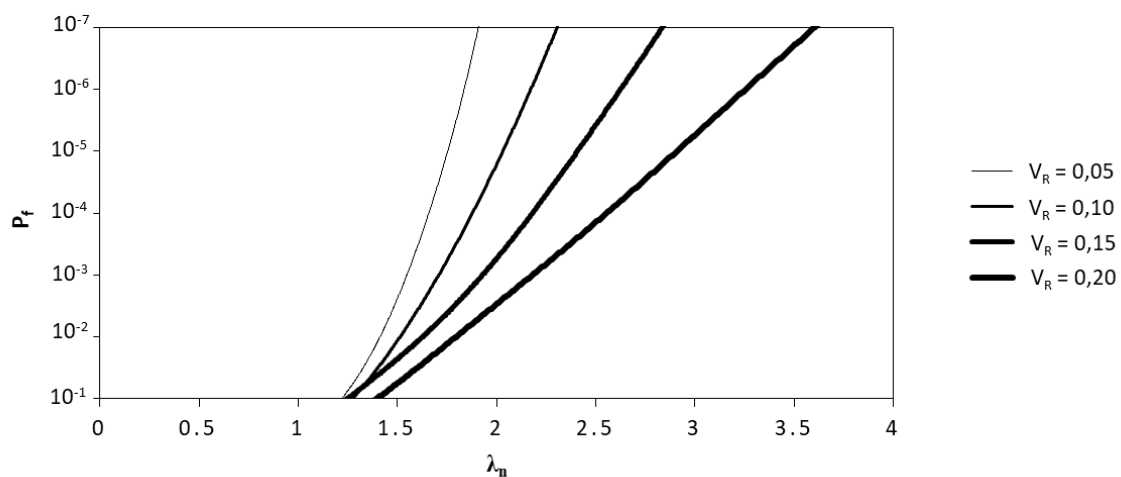


Figura C.5 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,20$, $R = LN$ e $S = EVIII$
(modificado – Melchers, 1999)

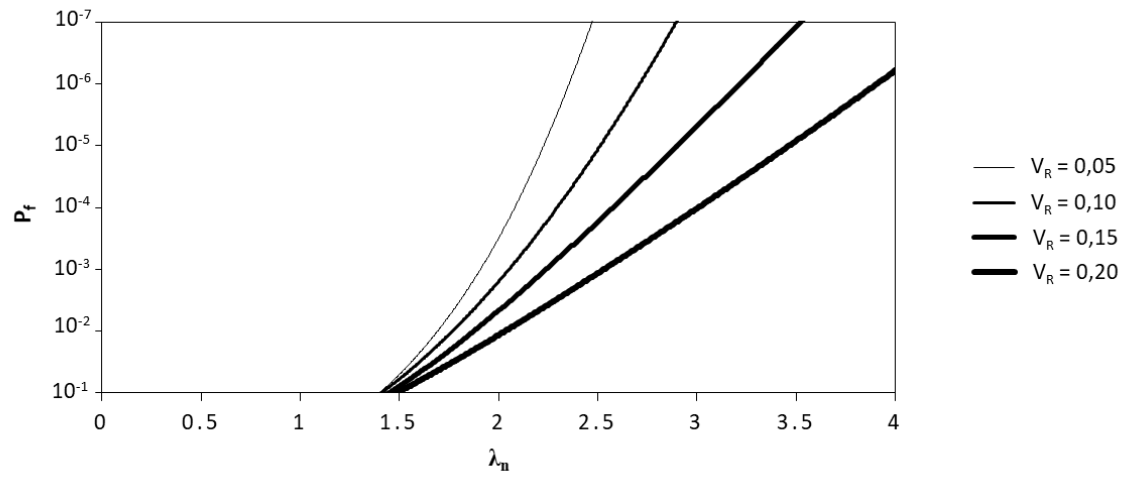


Figura C.6 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,30$, $R = \text{LN}$ e $S = \text{EVIII}$
(modificado – Melchers, 1999)

C.3 RESISTÊNCIA (R) - WEIBULL (EVIII) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

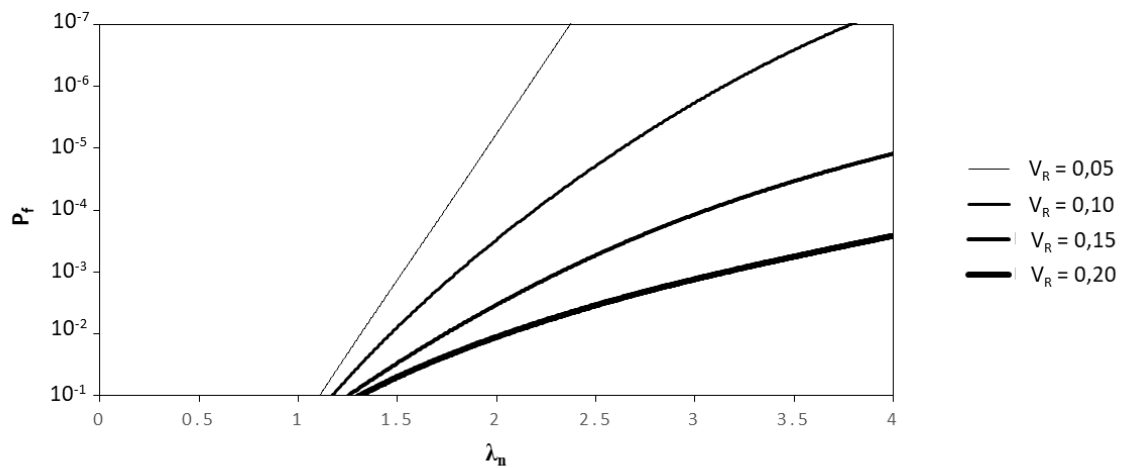


Figura C.7 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,10$, $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$
(modificado – Melchers, 1999)

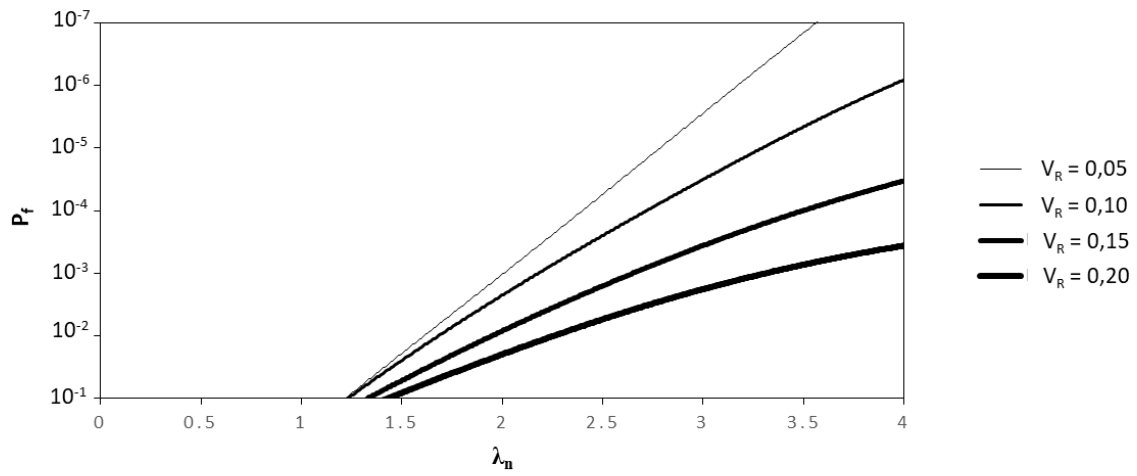


Figura C.8 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,20$, $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ (modificado – Melchers, 1999)

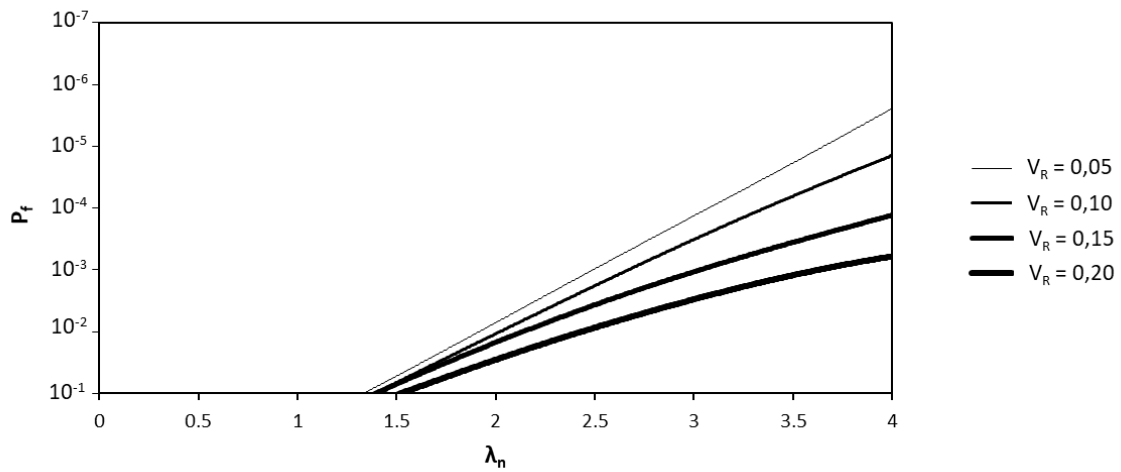


Figura C.9 – Variação de P_f em função de λ_n dado $V_S = 0,30$, $R = \text{EVIII}$ e $S = \text{EVI}$ (modificado – Melchers, 1999)

ANEXO D

FUNÇÃO DA RAZÃO (λ_k) ENTRE A RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DOS CONECTORES E A SOLICITAÇÃO CARACTERÍSTICA PELO NÚMERO DE CONECTORES (N)

D.1 RESISTÊNCIA (R) - LOGNORMAL (LN) SOLICITAÇÃO (S) – GUMBEL (EVI)

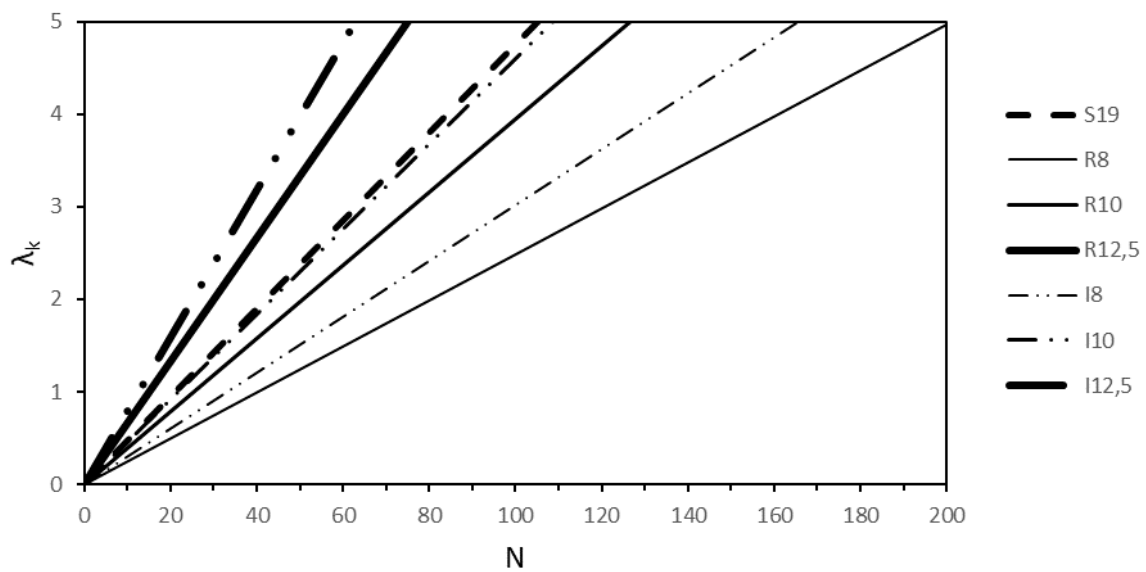


Figura D.1 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,10$, $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$

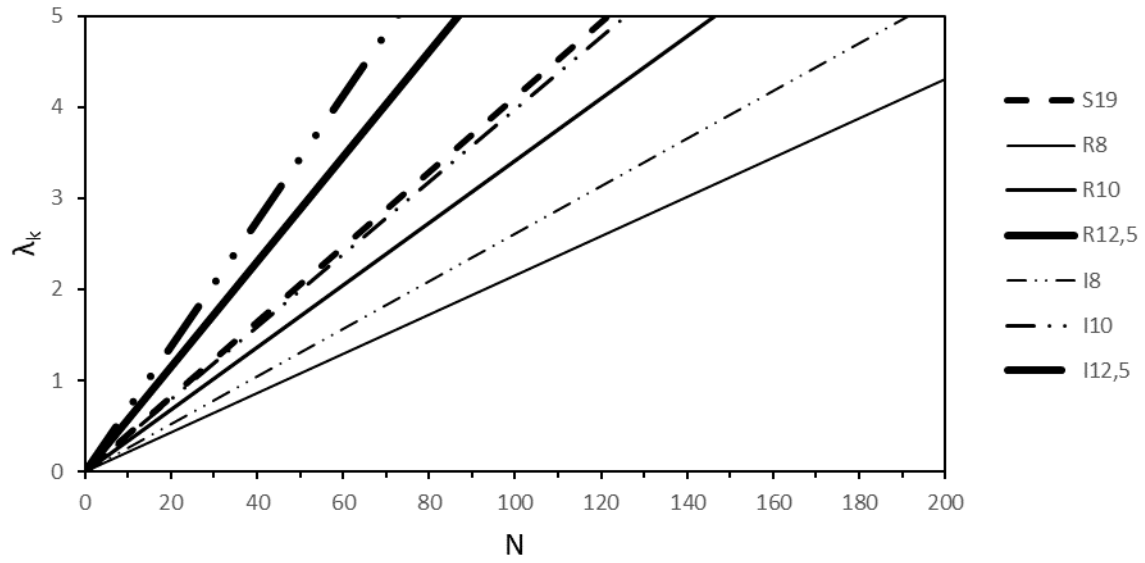


Figura D.2 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,10$, $V_S = 0,20$, $R = LN$ e $S = EVI$

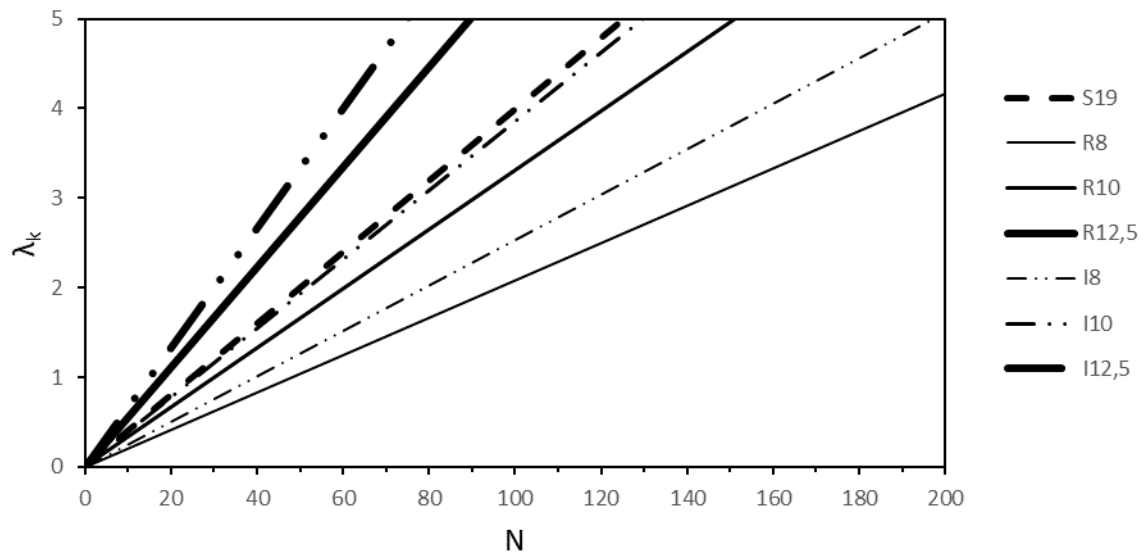


Figura D.3 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,20$, $V_S = 0,10$, $R = LN$ e $S = EVI$

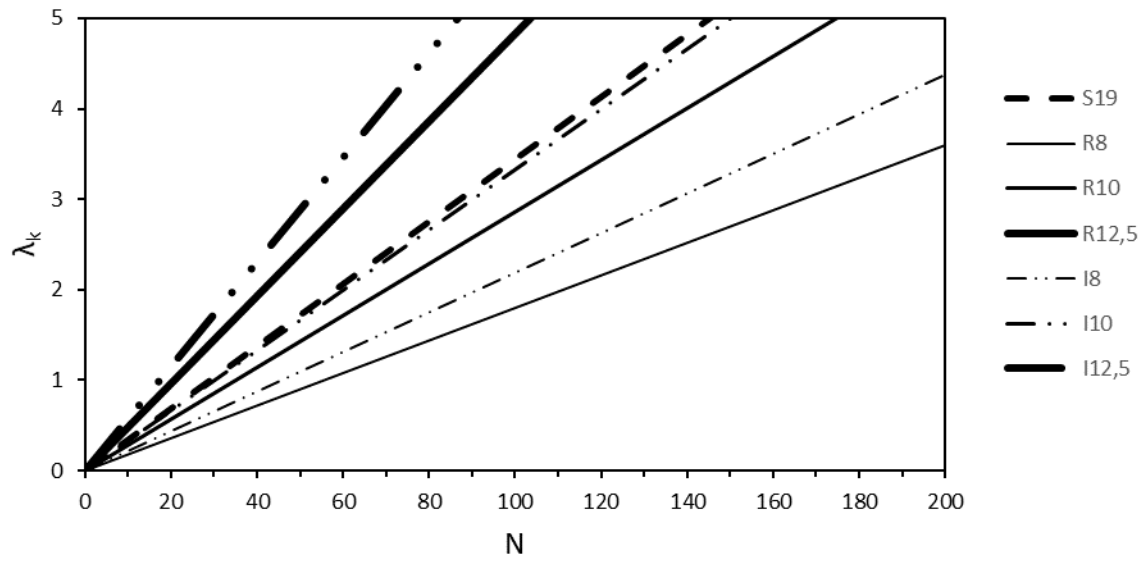


Figura D.4 – Variação de λ_k em função de N para $V_R = 0,20$, $V_S = 0,20$, $R = \text{LN}$ e $S = \text{EVI}$